

——— Traité de Génie Civil ———
de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

Volume 17

LES BARRAGES

Du projet à la mise en service

Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch



PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES

——— Traité de Génie Civil ———

de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

publié sous la direction de René Walther et Manfred A. Hirt

Volume 17

LES BARRAGES

Du projet à la mise en service

Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch



PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES

—— Traité de Génie Civil ——

de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

Cet ouvrage fait partie d'une série d'une vingtaine de volumes qui sont publiés sous la direction de René Walther et Manfred A. Hirt, professeurs à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, dont la liste suivante, non exhaustive, présente le plan général de publication (voir l'état des parutions sur notre site web <http://www.ppur.org>).

1. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Statique appliquée
2. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Mécanique des structures
3. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Mécanique des solides
4. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Poutres et plaques
5. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Coques
6. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Méthode des éléments finis
7. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON
Bases et technologie
8. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON
Aptitude au service et éléments de structures
9. PONTS EN BÉTON
Généralités, conception et dimensionnement
10. CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement
11. CHARPENTES MÉTALLIQUES
Conception et dimensionnement des halles et bâtiments
12. PONTS EN ACIER
Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton
13. CONSTRUCTION EN BOIS
Matériau, technologie et dimensionnement
14. HYDRODYNAMIQUE
Une introduction
15. CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES
Ecoulements stationnaires
16. HYDRAULIQUE FLUVIALE
Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple
17. BARRAGES
Du projet à la mise en service
18. MÉCANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES
19. FOUILLES ET FONDATIONS
20. OUVRAGES ET TRAVAUX SOUTERRAINS
21. SYSTÈMES ÉNERGÉTIQUES
Offre et demande d'énergie: méthodes d'analyse
22. AMÉNAGEMENTS ÉNERGÉTIQUES
23. ÉTUDES D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT
24. MATÉRIAUX
Constitution et lois de comportements rhéologiques
25. VOIES DE CIRCULATIONS

Le Traité de Génie Civil est une publication des Presses polytechniques et universitaires romandes, fondation scientifique dont le but est principalement la diffusion des travaux de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Le catalogue de ces publications peut être obtenu aux **Presses polytechniques et universitaires romandes, CH-1015 Lausanne**

Première édition

ISBN 978-2-88074-831-9

© Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011

EPFL, Rolex Learning Center, CP 119, CH-1015 Lausanne

Tous droits réservés. Reproduction, même partielle, interdite.

Imprimé en Italie

Les auteurs et les Presses polytechniques et universitaires romandes remercient
l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne pour le soutien apporté
à la publication du Traité de Génie Civil.

Table des matières

Avant-propos	V
L GÉNÉRALITÉS	
1. Introduction	3
1.1 Définitions	5
1.2 Des ouvrages singuliers	5
1.3 Le rôle des barrages	5
1.4 Les fonctions des ouvrages d'accumulation	6
1.5 Les particularités de la construction des barrages	8
1.6 <u>Critères d'évaluation d'un aménagement à accumulation</u>	9
2. L'évolution et l'avenir des barrages	11
2.1 Construction des barrages à travers les âges	13
2.1.1 Introduction	13
2.1.2 Les barrages autrefois	13
2.1.3 La construction des barrages au XX ^e siècle	15
2.1.4 Les barrages aujourd'hui	18
2.1.5 Coup d'œil sur l'évolution de la technologie des barrages	20
2.2 <u>Le développement des barrages en Suisse</u>	22
2.2.1 <u>Introduction</u>	22
2.2.2 Principales étapes de la construction des barrages	23
2.2.3 Travaux de confortement et de réhabilitation	29
2.2.4 Traitement de problèmes liés à la retenue	33
2.2.5 Evolution de la mise en place des bétons	34
2.2.6 Evolution des dispositifs d'auscultation	35
2.2.7 Bases légales	36
2.2.8 Mesures en vue de garantir la sécurité publique	37
2.3 <u>Regard vers le futur</u>	38
2.3.1 Introduction	38
2.3.2 Activités futures en Suisse	38
3. Les différents types de barrages	43
3.1 <u>Introduction</u>	45
3.2 <u>Les barrages en béton et en maçonnerie</u>	45
3.2.1 <u>Introduction</u>	45
3.2.2 Les barrages-poids	48
3.2.3 Les barrages à contreforts	49
3.2.4 Les barrages-voûtes	52

3.2.5	Les barrages en béton compacté au rouleau BCR	55
3.2.6	Barrages en béton avec post-contrainte	55
3.3	Les barrages en remblai	57
3.4	Avantages et particularités des différents types de barrages	59
4.	Impacts sur l'environnement	63
4.1	Introduction	65
4.2	Exemples d'impacts	65
4.2.1	Introduction	65
4.2.2	Impacts liés à l'atmosphère	66
4.2.3	Impacts liés à la création d'une barrière à l'écoulement	67
4.2.4	Impacts liés à la création d'une retenue	68
4.2.5	Impacts liés à la modification du régime d'écoulement à l'aval	69
4.2.6	Aspects humains et socioéconomiques	70
4.2.7	Impacts hors retenue	71
4.3	Caractérisation des impacts	71
4.4	Mesures techniques	72
4.5	Positions d'organisations internationales	72
4.6	Enseignement	74
II.	NOTION DE SÉCURITÉ	
5.	Concept de sécurité	79
5.1	Introduction	81
5.2	Sécurité structurale	81
5.2.1	Introduction	81
5.2.2	Convention d'utilisation et base de projet	82
5.2.3	Dispositions structurelles	83
5.2.4	Ouvrages en exploitation	85
5.3	Surveillance et entretien	86
5.3.1	Introduction	86
5.3.2	Activités principales	86
5.3.3	Structure de l'organisation	87
5.4	Plan en cas d'urgence	89
5.4.1	Généralités	89
5.4.2	Menaces prises en compte	89
5.4.3	La gestion de dangers avérés	97
5.4.4	Planification des mesures d'évacuation	98
5.4.5	Moyens d'alarme	99
5.4.6	Organisation générale	100
6.	Dangers et dégâts pouvant affecter un barrage et ses fondations	101
6.1	Description de points sensibles	103
6.2	Description de causes	105

7.	Modes de rupture	107
7.1	Généralités	109
7.2	Modes de rupture des barrages en béton	109
7.3	Modes de rupture des barrages en remblai	112
8.	Mesures de protection	115
9.	Analyse de risques	119
9.1	Introduction	121
9.2	Champs d'application dans le domaine des barrages	122
9.3	Définition du risque	122
9.4	Cadre théorique de l'analyse de risques	123
9.4.1	Généralités	123
9.4.2	Structure de l'analyse de risques	125
9.4.3	Définition du cadre de l'analyse	126
9.4.4	Analyse du risque	127
9.4.5	Estimation du risque	132
9.4.6	Evaluation du risque	133
9.4.7	Contrôle du risque	137
III.	BASES POUR L'ÉLABORATION ET LA RÉALISATION D'UN PROJET	
10.	Identification des conditions liées au site	141
10.1	Conditions topographiques	143
10.1.1	Relevé topographique du terrain	143
10.1.2	Critères topographiques	143
10.2	Reconnaitances géologiques et géotechniques	148
10.2.1	Importance de la géologie	148
10.2.2	Description des investigations sur le terrain	149
10.2.3	Description des modes de prospections et des essais géomécaniques et géotechniques	153
10.2.4	Types de barrages possibles en fonction de la nature des fondations	157
10.2.5	Interventions du géologue pendant les travaux	159
10.3	Recherche des matériaux	160
10.3.1	Agrégats pour barrages en béton	160
10.3.2	Matériaux pour barrages en remblai	162
10.4	Sismicité	164
10.4.1	Éléments de sismique	164
10.4.2	Sismicité en Suisse	170
10.4.3	Tremblement de terre et barrages	174
10.5	Les conditions climatiques	175
10.6	Étude hydrologique	176
10.6.1	Maîtrise des crues	176

10.6.2	Notion de crue	177
10.6.3	Crues considérées	179
10.6.4	Méthodes d'estimation des crues	180
10.6.5	Méthodes historiques	181
10.6.6	Formules empiriques	181
10.6.7	Méthodes probabilistes	182
10.6.8	Méthodes déterministes (PMP-PMF)	184
11.	Actions et sollicitations	187
11.1	Types de charges	189
11.2	Combinaisons des charges	190
11.3	Description des charges permanentes	190
11.3.1	Poids propre	190
11.3.2	Poussée des terres (remblai aval)	191
11.3.3	Forces d'ancrages	192
11.4	Description des charges variables	192
11.4.1	Poussée de l'eau	192
11.4.2	Poussée des sédiments	193
11.4.3	Sous-pressions	194
11.4.4	Température du béton	202
11.4.5	Pressions d'écoulement des eaux de percolation	204
11.4.6	Pressions interstitielles	204
11.4.7	Neige	205
11.4.8	Poussée des glaces	205
11.4.9	Charges roulantes	206
11.5	Description des charges exceptionnelles	206
11.5.1	Crue	206
11.5.2	Séisme	206
11.5.3	Avalanche	213
11.5.4	Lave torrentielle	214
12.	Procédure administrative et exigences	215
12.1	Octroi d'une concession et autorisation de construire	217
12.1.1	Demande de concession	217
12.1.2	Autorisation de construire	218
12.2	Etude d'impact sur l'environnement (EIE)	219
12.2.1	Déroulement de l'EIE	219
12.2.2	Domaines de l'environnement	220
12.2.3	Evaluation de l'EIE	222
IV.	BARRAGES EN BÉTON	
13.	Barrages-poids	225
13.1	Forme générale	227
13.2	Sollicitations et contrôles essentiels	228

13.3	Sécurité au renversement.....	229
13.4	Sécurité au glissement	235
13.4.1	Définitions et principes de calcul.....	235
13.4.2	Les surfaces de glissement et leur résistance.....	236
13.4.3	Amélioration de la sécurité au glissement	239
13.4.4	Sécurité au soulèvement	243
13.5	Sécurité à la rupture.....	243
13.5.1	Efforts et contraintes dans le barrage.....	244
13.5.2	Contraintes principales	245
13.5.3	Capacité portante	247
13.6	Sollicitation en cas de séisme	247
13.6.1	Comportement réel d'un barrage en cas de séisme	247
13.6.2	Analyse pseudo-statique	249
13.6.3	Sécurité en cas de séisme.....	251
13.6.4	Analyse dynamique.....	252
13.7	Vérification des barrages-poids et en maçonnerie aux séismes selon les directives en vigueur en Suisse	256
13.7.1	Méthodes de calculs.....	256
13.7.2	Déroulement de la vérification d'un ouvrage de la classe II	257
13.8	Les effets de température.....	269
13.8.1	Insolation	269
13.8.2	Echauffement du béton lors de la prise.....	273
13.9	Analyse de stabilité 3D.....	277
13.10	Aspects constructifs particuliers	279
13.10.1	Formes et dimensions des plots	279
13.10.2	Précautions en cas de sismicité importante	280
13.10.3	Qualité du béton, dosage en ciment.....	281
13.10.4	Joints de construction et dispositif d'étanchéité	281
13.10.5	Revanche.....	283
13.11	Surélévation des barrages-poids	284
13.11.1	Motivation et conditions préalables.....	284
13.11.2	Modes de surélévation	284
13.11.3	Utilisation de la post-contrainte.....	288
13.12	Confortement de barrages-poids.....	295
14.	Barrages élégis : barrages à joints évidés, à contreforts et évidés	297
14.1	Du barrage-poids classique aux barrages élégis	299
14.1.1	Barrage-poids classique vs. barrage à joints évidés.....	299
14.1.2	Barrage à contreforts.....	301
14.1.3	Barrage évidé	303
14.1.4	Points de comparaison chiffrés entre différents profils.....	304
14.1.5	Autres types de barrages à contreforts	306
14.2	Contraintes dans le contrefort.....	307
14.2.1	Contraintes sur les parements	307

14.2.2	Contraintes verticales.....	308
14.2.3	Contraintes à l'intérieur du contrefort	308
14.2.4	Forme de la tête amont.....	309
14.2.5	Optimisation de la tête en forme de diamant	310
14.3	Sécurité au renversement et au glissement	312
14.3.1	Méthode de calcul	312
14.3.2	Hypothèses pour la prise en compte des sous-pressions.....	313
14.3.3	Flambage du contrefort.....	313
14.4	Comportement en cas de séisme.....	313
14.4.1	Sollicitation transversale	314
14.4.2	Sollicitation longitudinale.....	315
14.5	Effets de température	316
14.6	Problèmes particuliers	317
14.6.1	Fondation des contreforts.....	317
14.6.2	Etapas de construction	317
14.6.3	Dispositif d'étanchéité	318
15.	Barrages-voûtes	321
15.1	Forme générale et avantages.....	323
15.2	Principaux types de barrages-voûtes	323
15.2.1	Barrages-voûtes à simple courbure.....	323
15.2.2	Barrages-voûtes à double courbure.....	324
15.3	Choix de la forme initiale	326
15.3.1	Hauteur du barrage.....	326
15.3.2	Forme des sections horizontales	327
15.3.3	Forme des sections verticales	331
15.3.4	Epaisseur de la console à la clé.....	334
15.3.5	Coefficient d'hardiesse	337
15.3.6	Stabilité des massifs d'appuis	338
15.4	Méthodes de calcul	339
15.4.1	Généralités	339
15.4.2	Formule du tube, membrane	339
15.4.3	Méthode des ajustements	340
15.4.4	Méthode des éléments finis.....	366
15.5	Effets de la température	370
15.5.1	Conséquences des conditions météorologiques.....	370
15.5.2	Hypothèses relatives à la répartition interne de la température	370
15.5.3	Effets des deux modes de charges de température.....	372
15.6	Efforts et contraintes.....	374
15.6.1	Localisation des zones comprimées et tendues.....	376
15.6.2	Effets des cas de charges.....	379
15.6.3	Effet des efforts tranchants	379
15.7	Détails constructifs	382
15.7.1	Configuration du pied du barrage	382

15.7.2	Galeries et puits	384
15.7.3	Refroidissement artificiel du béton durci	387
15.7.4	Traitement et injection des joints	387
16.	Barrages à voûtes multiples	391
16.1	Description générale	393
16.2	Principales caractéristiques et dimensions	394
16.2.1	Les voûtes	394
16.2.2	Les contreforts	396
16.2.3	Les fondations	397
16.3	Etude de la stabilité générale	397
16.3.1	Stabilité au glissement	397
16.3.2	Stabilité au renversement	399
16.4	Efforts et contraintes	399
16.4.1	Voûtes	400
16.4.2	Contreforts	402
17.	Barrages compactés au rouleau (BCR)	403
17.1	Description générale	405
17.1.1	Bref historique	405
17.1.2	Principales caractéristiques et procédé de construction	405
17.2	Conception et dispositions constructives	408
17.2.1	Conditions d'implantation	408
17.2.2	Choix du profil du barrage-poids BCR	408
17.2.3	Intégration d'ouvrages annexes	409
17.2.4	Revêtement et étanchéité du parement amont	409
17.2.5	Finition et revêtement du parement aval	413
17.2.6	Traitement des surfaces horizontales de travail	414
17.2.7	Joints transversaux de contraction verticaux	415
17.2.8	Galeries et puits	416
17.2.9	Drainage et contrôle des percolations	418
17.2.10	Injections	418
17.3	Aspects essentiels de l'analyse du projet	418
17.3.1	Analyse de la stabilité générale	418
17.3.2	Efforts et contraintes	419
17.3.3	Fissuration	419
17.3.4	Effet de la température interne du BCR	420
17.4	Exécution des barrages BCR	421
17.4.1	Composition du BCR	421
17.4.2	Propriétés caractéristiques du BCR	424
17.4.3	Essais	426
17.4.4	Mise en place du BCR	427

V. LES BÉTONS

18.	Technologie des bétons	433
18.1	Composants du béton	435
18.1.1	Granulats	435
18.1.2	Liants	436
18.1.3	Eau de gâchage	436
18.1.4	Adjuvants	436
18.1.5	Air occlus	436
18.2	Formulation de la composition du béton	437
18.2.1	Granulométrie	437
18.2.2	Dosage en ciment	439
18.2.3	Dosage en eau et rapport E/C	439
18.2.4	Dosage en adjuvants	440
18.2.5	Dosage en air occlus	440
18.3	Propriétés des bétons frais et durcis	440
18.3.1	Béton frais	440
18.3.2	Béton durci	441
18.4	Fabrication et mise en place	446
18.5	Essais des bétons	447
18.5.1	Essais pendant la phase du projet	448
18.5.2	Essais de contrôle d'exécution	449
18.5.3	Essais de contrôle de l'ouvrage	449
18.6	Exploitation des résultats des essais sur les bétons durcis	450
18.6.1	Considérations relatives aux résistances des bétons	450
18.6.2	Coefficient de sécurité	452
18.6.3	Détermination des dosages en ciment	457
18.6.4	Laboratoire de chantier	458
18.7	Recherches sur les bétons	459
18.7.1	Comportement des bétons non armés sous sollicitations dynamiques	459
18.7.2	Dimensions des éprouvettes et effet d'échelle	464
19.	Comportement des bétons et phénomènes observés	465
19.1	Progression dans le temps des déformations	467
19.2	Fissuration	467
19.2.1	Description du processus de formation des fissures	467
19.2.2	Développement des fissures	468
19.2.3	Constatactions faites sur les barrages en béton	469
19.3	Fluage et retrait	470
19.3.1	Description et caractéristiques du fluage et du retrait	470
19.3.2	Incidences sur les barrages en béton	470
19.3.3	Essais en laboratoire	471
19.4	Gonflement	472
19.4.1	Description et caractéristique du gonflement	472

19.4.2	Réaction alcali-agrégats (RAG).....	473
19.4.3	Identification et analyse du gonflement	473
19.4.4	Incidence sur les barrages en béton	475
19.4.5	Mesures	476
19.5	Effet de la gélivité.....	476
VI.	BARRAGES EN REMBLAI	
20.	Vue d'ensemble	481
20.1	Historique	483
20.2	Critères de choix des sites	484
20.3	Types de barrages en remblai	485
20.4	Fondation.....	487
20.5	Comportement des barrages en remblai	489
20.6	Ouvrages annexes	490
21.	Barrages en terre homogènes	495
21.1	Disposition d'ensemble	497
21.2	Caractéristiques principales des matériaux.....	497
21.3	Facteurs concernant l'étude et l'exécution de l'ouvrage	497
22.	Barrages en remblai zonés	501
22.1	Dispositions d'ensemble.....	503
22.2	Barrage en remblai avec noyau central.....	503
22.3	Barrage en remblai avec noyau incliné.....	505
22.4	Description et caractéristiques des matériaux	505
22.4.1	Corps d'appui du barrage.....	505
22.4.2	Noyau argileux.....	506
22.4.3	Filtre.....	507
23.	Barrages en remblai avec membrane interne d'étanchéité	509
23.1	Dispositions d'ensemble.....	511
23.2	Description du noyau bitumineux.....	512
23.2.1	Caractéristiques principales	512
23.2.2	Composants du béton bitumineux.....	513
23.2.3	Essais et contrôle	513
23.2.4	Mise en place	513
24.	Barrages en remblai avec masque amont.....	515
24.1	Dispositions d'ensemble.....	517
24.2	Barrage en remblai avec masque en béton	518

24.2.1	Caractéristiques principales	518
24.2.2	Réalisation du masque en béton	520
24.3	Réalisation du masque en béton bitumeux	526
24.3.1	Généralités	526
24.3.2	Caractéristiques techniques.....	526
24.4	Autres types de revêtement amont.....	528
24.4.1	Géomembrane	528
24.4.2	Revêtement en sol stabilisé.....	529
24.5	Comparaison entre masque amont et noyau central	529
25.	Réalisation et comportement des barrages en remblai	531
25.1	Mise en place et compactage des remblais	533
25.1.1	Matériaux cohésifs	533
25.1.2	Matériaux non cohésifs	537
25.2	Planche d'essais	538
25.3	Contrôles et mesures pendant la construction	538
25.4	Comportement pendant et après la construction.....	538
25.4.1	Déformations verticales	538
25.4.2	Conditions à lac plein	542
25.4.3	Exploitation de la retenue	544
26.	Analyse de stabilité	545
26.1	Principes d'analyse	547
26.2	Méthodes d'analyse	547
26.3	Cas de charges	547
26.4	Coefficients de sécurité.....	549
26.5	Pentes des talus.....	549
26.6	Sécurité en cas de séisme selon analyse pseudo-statique	550
26.7	Vérification des digues face aux séismes selon les directives suisses.....	550
26.7.1	Bases et exigences de vérifications	550
26.7.2	Schéma du déroulement des calculs	552
26.7.3	Relevé des conditions géologiques et géotechniques du sol de fondation ainsi que des valeurs caractéristiques des matériaux composant le corps du barrage en remblai et le sol de fondation.....	553
26.7.4	Evaluation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielles due au séisme	553
26.7.5	Analyse simplifiée de la stabilité sismique	559
26.7.6	Calcul simplifié des déplacements par glissement.....	561
26.7.7	Analyse de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme	563
26.7.8	Analyse simplifiée de la stabilité sismique ou calcul des déplacements par glissement en tenant compte de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme	564
26.7.9	Analyse de stabilité après le séisme en tenant compte d'une augmentation des pressions interstitielles due au séisme	564

27.	Détails constructifs	565
27.1	Détermination de la revanche	567
27.1.1	Définition de la revanche	567
27.1.2	Effets du vent et des vagues.....	567
27.1.3	Revanche nécessaire	569
27.2	Couronnement	570
27.3	Risbermes	571
27.4	Galeries d'injection et de contrôle.....	571
27.5	Contact des éléments d'étanchéité avec le sous-sol	572
27.6	Protection des talus.....	573
27.6.1	Protection du talus amont	573
27.6.2	Protection du talus aval.....	574
VII.	TRAITEMENT DES FONDATIONS	
28.	Excavations.....	577
29.	Injections de fondations rocheuses.....	581
29.1	Buts recherchés.....	583
29.2	Connaissances géologiques	583
29.3	Mode d'exécution des injections en rocher	585
29.3.1	Méthodes de forage.....	585
29.3.2	Mode d'injection.....	585
29.3.3	Types de matériaux injectés	586
29.3.4	La pression d'injection	588
29.4	Méthode GIN.....	588
29.4.1	Principe	588
29.4.2	Contrôle des travaux d'injection.....	590
29.4.3	Résumé des aspects essentiels de la méthode GIN	592
29.5	Dispositions constructives du voile d'étanchéité.....	593
29.5.1	Dispositions d'ensemble	593
29.5.2	Nombre de lignes d'injection.....	594
29.5.3	Position du voile d'étanchéité	594
29.5.4	Espacement entre forages	595
29.5.5	Orientation des forages	596
29.5.6	Profondeur du voile d'étanchéité.....	596
29.5.7	Extension hors du barrage.....	596
29.5.8	Plots d'essais.....	597
29.5.9	Représentation des résultats des injections.....	598
30.	Autres modes de traitement des fondations	599
30.1	Système de drainage des barrages en béton.....	601
30.1.1	Les forages drainants	601

30.1.2	Galeries de drainage	601
30.2	Jet-grouting	602
30.3	Injections des alluvions	603
30.4	Diaphragmes verticaux	604
30.5	Consolidation des appuis	606
 VIII. EXPLOITATION		
31.	Documentation nécessaire à l'exploitation	611
31.1	Dossier des consignes de surveillance	613
31.2	Dossier du barrage	613
31.3	Monographie	614
32.	Surveillance et entretien	615
32.1	But et organisation	617
32.2	Contrôles visuels	618
32.3	Essais des organes mobiles	619
32.4	Conception générale du dispositif d'auscultation	620
32.4.1	Raisons d'être d'un dispositif d'auscultation	620
32.4.2	Paramètres significatifs à suivre	620
32.4.3	Quelques principes de base	621
32.4.4	Choix et caractéristiques des appareils de mesure	622
32.4.5	Automatisation et transmission des mesures	624
32.4.6	Description de l'instrumentation	625
32.4.7	Fréquences des mesures	644
32.5	Analyse et interprétation des mesures	645
32.5.1	Contrôles des valeurs brutes	646
32.5.2	Traitement des résultats de mesures	649
32.5.3	Remarques relatives à l'interprétation des résultats des mesures géodésiques	654
32.6	Etablissement de rapports	656
33.	Plan en cas d'urgence et protection de la population	659
33.1	Importance du plan en cas d'urgence	661
33.2	Stratégie	661
33.3	Mesures possibles en cas de comportement anormal d'un ouvrage	662
33.4	Préparatifs	662
33.5	Moyens d'alerte et d'alarme disponibles en Suisse	663
33.6	Communications	665
 IX. ALLUVIONNEMENT		
34.	Problématique posée par l'alluvionnement des retenues et ses solutions	669
34.1	Vue d'ensemble	671

34.2	Erosion de surface dans les bassins versants alpins	672
34.3	Courant de turbidité comme cause principale du transport de sédiments dans les retenues ...	673
34.4	Mesures contre l'alluvionnement	675
34.4.1	Mesures dans le bassin versant	676
34.4.2	Mesures dans la retenue	677
34.4.3	Mesures au barrage	678
34.5	Maîtrise des courants de turbidité.....	678
34.6	Exemple de la retenue du Grimsel.....	681
34.7	Synthèse.....	683
 Bibliographie.....		685
 Notations.....		695
 Index.....		703

I. GÉNÉRALITÉS

Par leur complexité, les barrages, imposantes constructions du génie civil, peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils présentent par ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions. Ils jouent cependant deux rôles principaux : celui, d'une part, de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, navigation) et celui, d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches) ou de recours pour le cas de pénurie en eau. Le chapitre 1 met en évidence les différents aspects des barrages et de leur utilisation.

Le chapitre 2 traite de l'évolution et de l'avenir de la construction des barrages dans le monde et en Suisse. En ce qui concerne l'historique, les premiers barrages importants sont nés avec les premières civilisations de l'Antiquité, en particulier dans la vallée du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud.

Au cours du temps, la technique des barrages s'est bien entendu développée et des progrès sensibles ont été réalisés en ce qui concerne, entre autres, le mode d'exécution et la sécurité. Le nombre et la hauteur des ouvrages de retenue n'ont donc pas cessé de croître.

En Suisse, c'est vers le XV^e siècle que les premiers ouvrages de dimensions modestes destinés à la pisciculture et au fonctionnement de moulins ont été construits. Aux XVIII^e et XIX^e siècles, une période d'essor économique et de révolution industrielle a favorisé l'évolution des barrages. Puis, au cours du XX^e siècle, surtout entre 1950 et 1970, la construction de barrages intégrés à des aménagements hydroélectriques a fortement contribué à la croissance de la production d'électricité.

Les matériaux généralement utilisés pour la construction des barrages sont des sols naturels meubles ou des enrochements (barrages en remblai) et le béton conventionnel (barrages poids, voûte, à contreforts) ou compacté au rouleau (avant tout, barrages-poids). Il existe donc plusieurs profils d'ouvrages selon les matériaux choisis, qui doivent être disponibles en quantité suffisante à proximité des sites. On trouve dans le chapitre 3 une description des différents types de barrages.

Le chapitre 4 traite de l'impact des barrages sur l'environnement puisque leur construction entraîne la formation d'une barrière à l'écoulement, la création d'une retenue et la modification des conditions d'écoulement en aval, sans oublier les aspects humains et socioéconomiques. Toutefois, des mesures sont possibles et il est aujourd'hui d'usage d'effectuer des études d'impact sur l'environnement.

1. Introduction



Barrage-voûte de Solis en Suisse, hauteur 61 m, année de mise en service 1986
(photo de Mateo-Matthias Kunfermann).

1.1 Définitions

Les barrages sont, par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue.

Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques :

- La retenue d'eau créée par la présence du barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de la glace ou de la neige.
- Le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

Au sens de la réglementation suisse (OSOA, 1998), un ouvrage d'accumulation englobe un barrage (ouvrage de retenue) et une retenue (ou bassin d'accumulation). Par ailleurs, la sécurité des ouvrages d'accumulation prend également en compte les fondations du barrage et les flancs du bassin d'accumulation.

1.2 Des ouvrages singuliers

Les barrages sont des ouvrages de génie civil singuliers par bien des points :

- Ce sont des structures complexes qu'il faut traiter comme des systèmes. Leurs études et réalisation prennent en compte un grand nombre de paramètres et de données. Chaque barrage doit être considéré comme un prototype. Aucune procédure bien définie pour déterminer la meilleure solution n'existe. La démarche est pragmatique, évolutive, systématique et récursive. Elle fait appel à de nombreuses hypothèses qui sont au fur et à mesure perfectionnées et vérifiées.
- Le comportement d'un barrage durant son cycle de vie est complexe. Il dépend de plusieurs phénomènes et facteurs plus ou moins bien définis : la modification des caractéristiques des matériaux (vieillessement), la tenue de la fondation (souvent partiellement connue), les conditions météorologiques et thermiques (variables), les effets chimiques de l'eau, les sollicitations sismiques (imprévisibles), les risques hydrologiques et le mode d'exploitation de la retenue. Cette complexité est maîtrisée par la mise en œuvre de modèles appropriés pour l'ouvrage lui-même et pour sa fondation, ainsi que pour les influences que subit l'ouvrage de la part de son environnement.
- Finalement, les exigences quant à la sécurité des barrages sont extrêmes. Elles sont présentes dans toutes les phases d'un projet : la planification, la conception, la réalisation et l'exploitation. La période d'exploitation est certainement la plus sensible en termes de sécurité des populations. Pour cette raison, quasiment tous les pays du monde ont prescrit des règles institutionnelles pour la surveillance des ouvrages par un contrôle permanent et l'analyse du comportement.

1.3 Le rôle des barrages

Par la construction de barrages, l'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux de ruissellement. Quatre raisons principales peuvent justifier cette intervention :

- *La création d'une retenue.*
Selon le volume utile de la retenue, le débit des apports et le mode d'utilisation de l'eau stockée, on distinguera les accumulations journalières, hebdomadaires, saisonnières ou intersaisonnières.
- *La régulation des apports.*
Dans la plupart des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre alors que les besoins en eau sont

répartis de manière beaucoup plus homogène sur l'année. Il s'ensuit donc une succession de périodes de pénurie et d'excès que seule la réalisation d'une retenue permet de compenser. Par ailleurs, la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue.

- *La surélévation du plan d'eau d'une rivière.*
La mise en place d'un barrage en travers d'un cours d'eau a pour effet de surélever le plan d'eau à l'amont. Cet effet est bien entendu utilisé pour la production hydroélectrique, mais également pour gérer la dérivation des eaux d'une rivière vers une prise d'eau, puis un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.
- *La création d'un plan d'eau.*
La réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut entre autres être destinée aux loisirs, au tourisme, à la pisciculture, à la navigation, à la protection incendie.

Le tableau 1.1 met en évidence la variabilité des précipitations dans les pays subtropicaux et arides, les pluies sont concentrées sur des périodes très courtes. La réalisation de retenue est dans ces pays la seule voie pour développer l'irrigation et par conséquent l'agriculture.

Tableau 1.1 Répartition temporelle des précipitations dans le monde des pays subtropicaux et arides.

	Précipitations en mm		
	Moyenne annuelle	Mois le plus sec	Mois le plus humide
Marrakech, Maroc	253	5	40
Beyrouth, Liban	893	0	190
Zanzibar, Tanzanie	1486	35	335
Calicut, Inde	3085	10	830
Cherrapanji, Inde	10824	10	2560

Dans les régions alpines, les débits des cours d'eau sont les plus élevés durant les mois d'été. Ce fait est dû à la répartition des précipitations dans l'année et surtout à la fonte des neiges. Par contre, la consommation d'énergie électrique est plus importante en hiver. Pour pallier ce décalage dans le temps, les grands barrages alpins accumulent l'eau dans des retenues d'altitude en été. Le potentiel énergétique de cette eau est utilisé en hiver pour produire de l'électricité. Ce mode d'exploitation des retenues correspond typiquement à une accumulation saisonnière.

1.4 Les fonctions des ouvrages d'accumulation

L'eau est un élément vital, mais peut aussi présenter un potentiel destructeur. C'est pourquoi, les ouvrages d'accumulation peuvent être répartis en deux catégories principales selon l'objectif recherché :

- le stockage de l'eau en vue d'une utilisation ultérieure ;
- la protection contre les eaux et les matériaux charriés.

Le tableau 1.2 dresse l'inventaire de différentes fonctions principales possibles des retenues. Dans le cas d'une combinaison de deux ou plusieurs affectations, on parle alors d'aménagements à buts multiples.

Tableau 1.2 Inventaire des affectations principales d'un ouvrage d'accumulation.

<i>Eau élément vital</i>	<i>Eau élément destructeur</i>
Stockage de l'eau	Ouvrages de protection
Production d'énergie électrique	Bassin de rétention contre les crues (inondation, érosion)
Approvisionnement en eau potable et industrielle, protection incendie	Digue pour la protection contre les crues
Irrigation	Bassin de rétention de sédiments charriés
Pêche, pisciculture (élément économique essentiel dans certains pays)	Barrage de correction de torrent
Production de neige artificielle	Ouvrage de protection contre les avalanches
Soutien d'étiage (garantie d'un débit minimal)	Régulation des lacs
Navigation fluviale (garantie d'un tirant d'eau minimal)	Rétention des glaces en pays nordiques

Aux affectations principales du tableau 1.2 s'en ajoutent d'autres, tels que le biotope, le réservoir subsistant d'un ancien aménagement, ainsi que les loisirs (pêche, baignade, plongée) et le tourisme (promenades, navigation de plaisance). Enfin, il faut noter que les barrages peuvent encore remplir des fonctions accessoires notamment par la réalisation d'une voie de communication, pour le passage de conduites industrielles (gaz, hydrocarbures, eau, télécommunication, électricité) ou en tant que support pour d'autres structures (mâts...) (CSB, 2000).

Il faut aussi relever qu'un réservoir artificiel modifie localement le bilan hydrique dans un bassin versant. Le débit est donc influencé et réglé par les objectifs d'utilisation et de protection. D'un côté, les retenues préservent la population non seulement de l'excédent d'eau, mais également préviennent les pénuries (fig. 1.3, à droite). Un excédent d'eau provoque des crues et par conséquent des inondations et l'érosion du sol. Une pénurie porte préjudice à l'agronomie et conduit à un manque d'eau potable. Elle a également

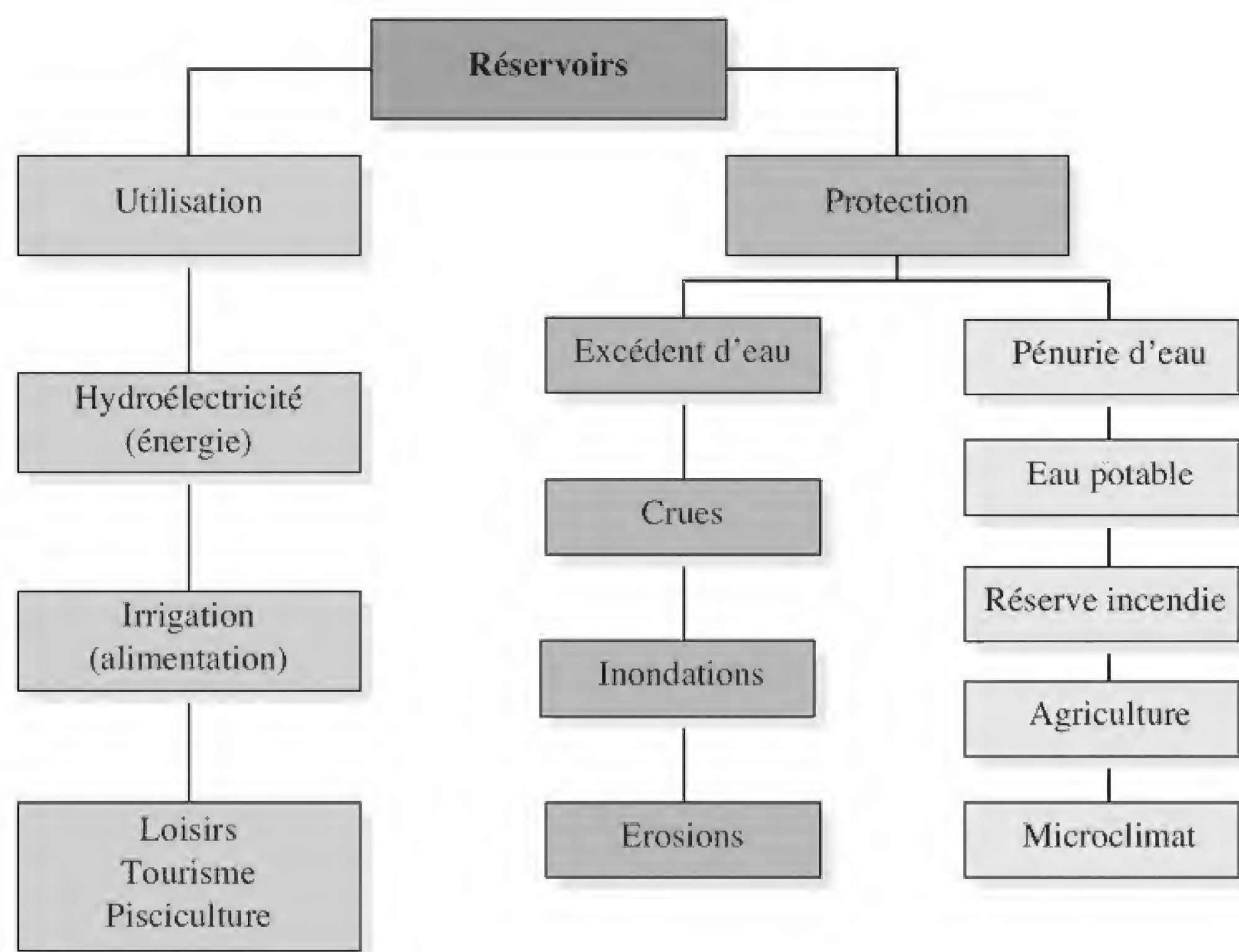


Fig. 1.3 Fonctions des réservoirs.

des effets néfastes sur le microclimat. De l'autre côté, l'eau accumulée dans le réservoir peut être utilisée pour la production d'énergie hydraulique, l'irrigation ou le transport (navigation) (fig. 1.3, à gauche). Le transport fluvial est rendu possible par la régulation du débit des cours d'eau à l'aval du réservoir. La plupart des réservoirs dans le monde servent en même temps à l'irrigation et à la production d'énergie. La présence d'un réservoir ou d'un lac artificiel prédestine le site au tourisme, loisirs, pisciculture qui, après quelques aménagements, peuvent également en tirer profit.

De nos jours dans le monde, près de 50 000 barrages (hauteur > 15 m) créent des retenues dont le volume total est de 6000 km³ dont 3600 km³ sont directement utilisés pour la régulation des apports. Pour comparaison, le volume global stocké dans tous les cours d'eau dans le monde est de l'ordre de 1000 à 2000 km³. Par conséquent, les réservoirs artificiels jouent un rôle important dans l'approvisionnement en eau visant à satisfaire les besoins vitaux de l'homme en énergie-nourriture-eau-transport.

1.5 Les particularités de la construction des barrages

De par leurs dimensions et les impacts sur l'environnement qu'ils occasionnent, les barrages sont des structures exceptionnelles, dont les modes de réalisation sont parfois très éloignés des autres structures du génie civil.

En premier lieu, les études préliminaires sont particulièrement importantes et coûteuses. Elles traitent d'un éventail très vaste de domaines : l'hydrologie, la géologie, l'hydrogéologie, l'hydraulique, la science des matériaux, la topographie, la géographie, la biologie, la chimie, l'économie rurale, l'économie énergétique, l'économie hydraulique, la sociologie, le droit public, la politique de développement, les finances, et bien d'autres domaines. Ces études se distinguent souvent par leur durée, atteignant souvent plus d'une dizaine d'années.

Associés à ces études, des travaux de reconnaissance approfondie doivent aussi être entrepris : relevés topographiques, reconnaissances géologiques (géophysique, sondages, galeries de reconnaissance), essais géotechniques (puits, essais in situ et en laboratoire).

L'analyse des impacts sur l'environnement est entreprise très tôt pour évaluer les différentes solutions, puis pour prendre des mesures de limitation des impacts ou de compensation.

Les moyens nécessaires pour la réalisation posent de véritables problèmes de logistique et d'organisation de chantier. Il faut notamment tenir compte dès le début des études des accès, de l'approvisionnement, des installations de chantier, des équipements, de la qualification de la main-d'œuvre, de la durée du chantier et de bien d'autres paramètres propres à tel ou tel site.

En outre, la démesure des quantités de matériaux nécessaires a une influence considérable sur la durée, les moyens à mettre en œuvre et sur les paramètres techniques du projet. Il ne s'agit pas, comme avec d'autres types de structures, de trouver des matériaux satisfaisant aux critères ou normes fixés comme données du projet, mais de définir un ouvrage pouvant être réalisé avec les caractéristiques des matériaux à disposition. Ainsi, chaque barrage est unique parce que réalisé avec des matériaux qui lui sont propres.

Un chantier de barrage dure plusieurs années. Les différents travaux doivent être exécutés dans une séquence précise, souvent conditionnée par les conditions hydrologiques et météorologiques. Ces conditions impliquent un découpage des travaux en phases selon les moyens disponibles. Ce découpage peut avoir une influence directe sur le projet.

Enfin, il faut mentionner que quel que soit le type de barrage, les exigences relatives à la sécurité sont primordiales durant toute la vie de l'ouvrage. Les barrages sont continuellement auscultés et soumis à une surveillance attentive. Les résultats de l'auscultation et les observations de la surveillance sont constamment analysés dans le cadre des procédures de contrôle.

1.6 Critères d'évaluation d'un aménagement à accumulation

En général, les critères d'évaluation d'un aménagement sont les suivants :

- *technique* : est-ce que les objectifs purement techniques peuvent être atteints par un aménagement ?
- *économique* : est-ce que les bénéfices en cas de réalisation d'un aménagement sont supérieurs à ceux en cas de renoncement au projet ?
- *financier* : est-ce que les moyens financiers sont suffisants (pendant la construction d'un aménagement et lors de son exploitation) ?
- *politique* : est-ce que le projet est soutenu par les instances politiques et les populations concernées ?
- *sociétal* : est-ce que les utilisateurs potentiels peuvent tirer profit de ce projet ?
- *environnemental* : est-ce que l'impact du projet sur l'environnement et l'utilisation du territoire est défendable ?

La faisabilité d'un aménagement résulte certainement du résultat de l'étude de ces critères.

Les contre-indications à la réalisation d'un aménagement à accumulation peuvent être écartées en étudiant si le projet est :

- techniquement réalisable,
- économiquement justifiable,
- socialement acceptable,
- écologiquement défendable.

Enfin, les points suivants doivent être pris en compte :

- les conditions physiques du site doivent être telles que la réalisation des ouvrages, avec des moyens techniques à disposition, soit possible et les objectifs prévus soient atteints ;
- les coûts de réalisation, d'exploitation et d'entretien doivent être en rapport avec le gain provenant de la production ;
- l'atteinte au milieu naturel et aux populations concernées doit être compatible au gain réalisé.

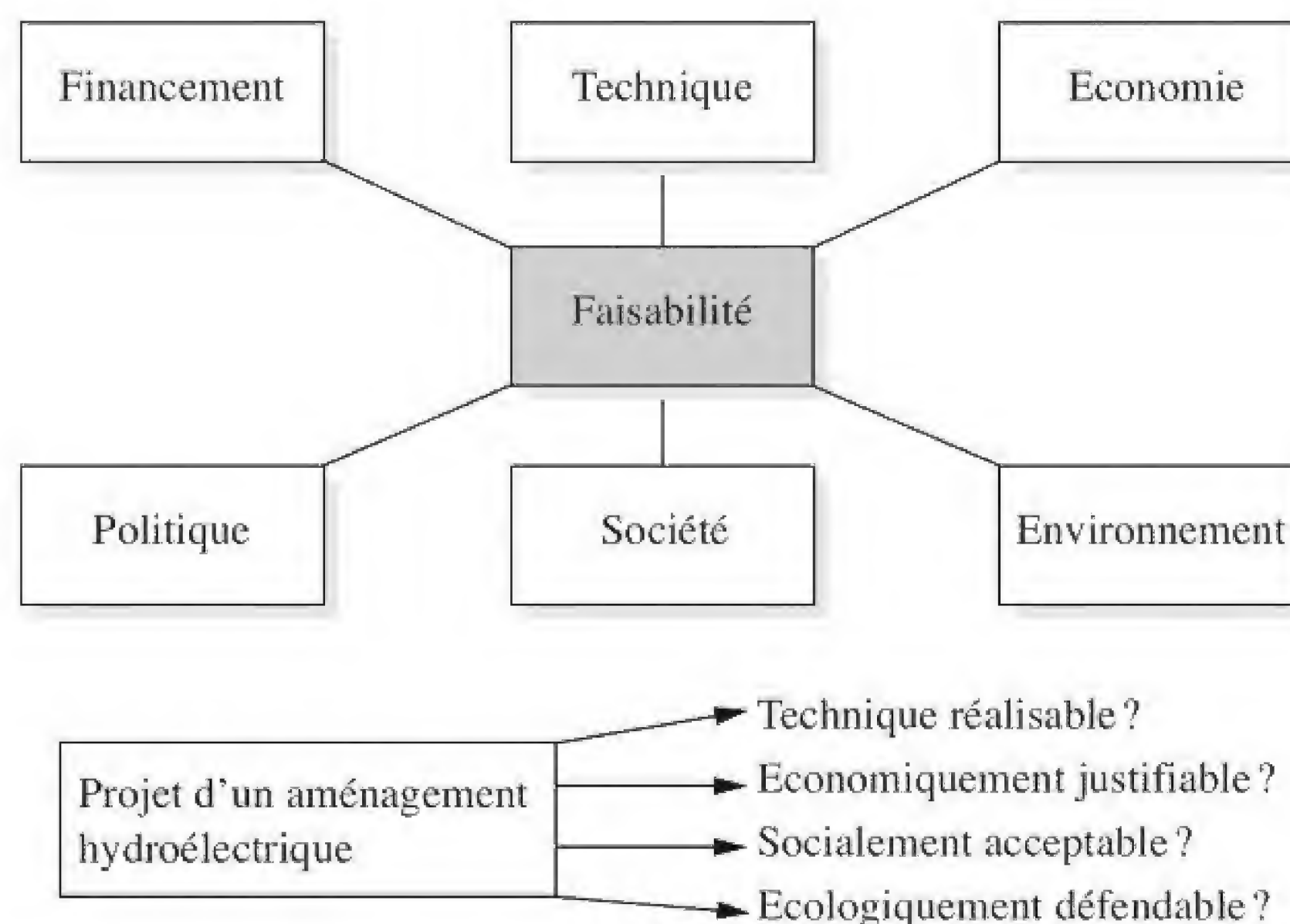


Fig. 1.4 Critères d'évaluation d'un aménagement à accumulation.

2. L'évolution et l'avenir des barrages



Barrage-voûte de Montsalvens en Suisse, hauteur 52 m, année de mise en service 1921 (photo D. Quinche).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Des barrages en maçonnerie ont été réalisés dans d'autres contrées, notamment en Iran, dont les plus connus sont les barrages de Kebar et de Kurit de forme cylindrique et d'une épaisseur diminuant de la base vers le couronnement.

Au Japon, de nombreux barrages en remblai homogène ont été construits dès le VI^e siècle.

Relevons enfin que des ouvrages anciens étaient pourvus d'un évacuateur de crue, par exemple, taillé dans un bloc de rocher, en réalisant un déversement par les flancs ou en mettant à profit d'une dépression naturelle.

C'est en Europe, lors de la révolution industrielle du Moyen Age aux XI^e et XII^e siècles que se développe à grande vitesse la technologie de l'utilisation de la force hydraulique. La roue hydraulique, connue depuis la fin du II^e siècle avant J.-C. en Chine et dans le bassin méditerranéen, commence à être installée sur des canaux de dérivation combinée avec des barrages en rivière (fig. 2.4). En Europe centrale, quelques barrages en remblai destinés à la pisciculture ont été construits de 1298 à 1590. C'est dans la région minière du Harz en Allemagne que de nombreux barrages en remblai ont été érigés pour l'exploitation de la force hydraulique dès le XVI^e siècle. C'est dans cette contrée que les premiers barrages en remblai avec noyau central ont fait leur apparition dès 1715 (fig. 2.5). A cette même époque, des barrages sont réalisés pour satisfaire à la demande en eau de la population, pour l'irrigation et la navigation tant en France qu'au Royaume Uni.

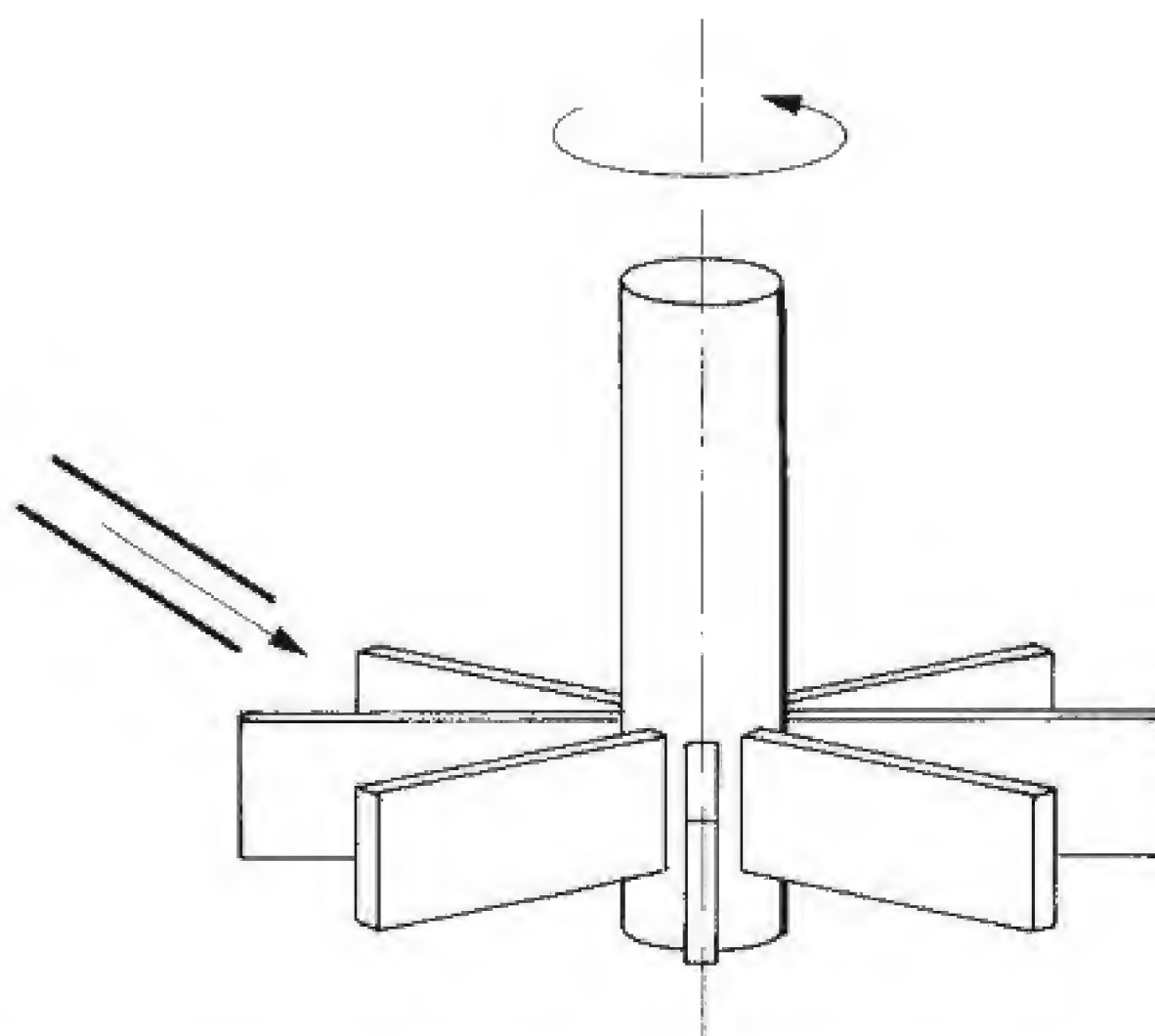


Fig. 2.4 Exemple d'une roue horizontale ou à axe vertical.

De nombreux barrages en remblai ont été réalisés aux USA dès le milieu du XIX^e siècle. Ces ouvrages ont connu des fortunes diverses, car plusieurs d'entre eux ont été détruits par submersion lors de crue. Le premier barrage en enrochement pour l'irrigation date de la fin du XIX^e siècle en Californie.

2.1.3 La construction des barrages au XX^e siècle

L'industrialisation à la fin du XIX^e siècle et la croissance démographique des villes ont contribué à l'essor de la construction des grands barrages au XX^e siècle. La figure 2.6 montre clairement cette évolution (la Chine, pays qui possède le plus grand nombre de barrages, ne figure pas dans cette statistique en raison de la difficulté à gérer l'information). Cette évolution apparaît aussi clairement en Suisse que dans le reste du monde.

Sur le plan mondial, on observe une progression régulière du nombre de barrages dans la première moitié du siècle. Depuis la fin de la Seconde Guerre mondiale et jusqu'en 1970, l'évolution du nombre de barrages devient extrêmement rapide tant en Suisse que dans le monde. Dès 1970, on observe un net ralentissement qui perdure encore aujourd'hui. Cette stagnation, particulièrement marquée en Suisse, s'explique d'abord par la récession économique mondiale des années 1970 ; s'ajoute ensuite le fait que le niveau d'équipement dans les pays industrialisés se rapproche ou atteint le niveau maximal d'équipement économiquement possible. Cette limite est particulièrement proche en Suisse, où seuls quelques rares sites sont encore techniquement envisageables. Enfin, la réalité économique et la sensibilité environnementale actuelle rendent de nouvelles réalisations difficiles.

L'augmentation marquante dans les années 1990 dans le monde n'est pas due aux activités de la construction, mais résulte de la correction des statistiques après l'ouverture des pays communistes.

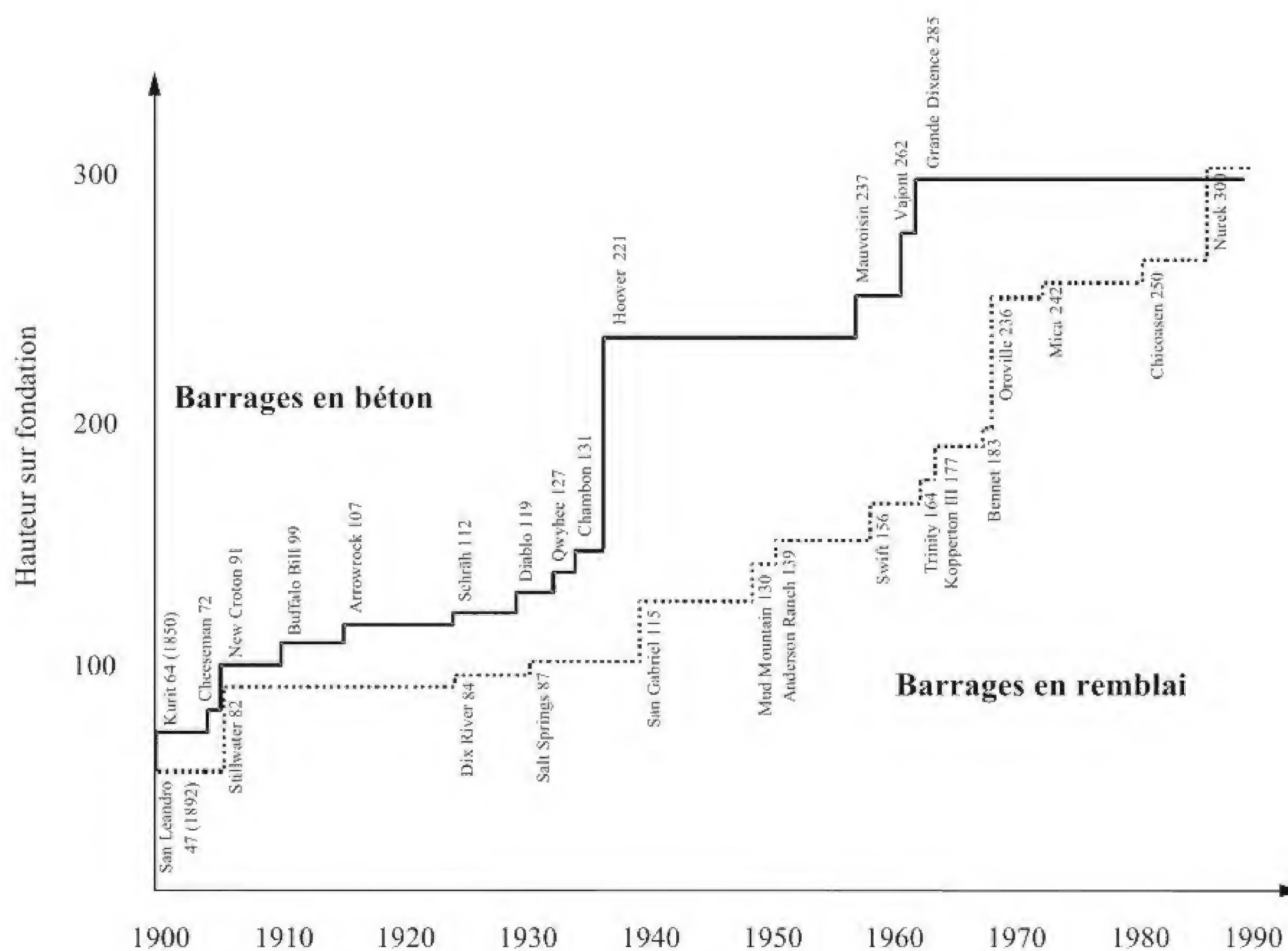


Fig. 2.7 Evolution de la hauteur des plus grands barrages.

La figure 2.7 illustre l'évolution dans le temps des records de hauteur des barrages. La distinction est faite entre les barrages en béton et les barrages en remblai. Ce diagramme met en évidence le rôle des ingénieurs suisses qui détiennent depuis 1962 le plus haut barrage en béton du monde avec la Grande Dixence (fig. 2.8). Ce mur en béton n'a été dépassé qu'au milieu des années 1980 par le barrage en remblai de Nurek au Tadjikistan. Actuellement (2009), deux barrages-voûtes sont en construction en Chine qui dépasseront la hauteur de la Grande Dixence (Jinping 1, 305 m et Xiaowan, 293 m).

Le plus haut barrage en remblai de Suisse est le barrage de Göscheneralp, avec 155 m de hauteur (voir fig. 2.21).



Fig. 2.8 Barrage-poids de la Grande-Dixence, Valais, $H = 285$ m.

2.1.4 Les barrages aujourd'hui

Selon la publication de la CIGB *Des barrages et de l'eau dans le monde* (2007), on estime à plus de 50 000 le nombre de grands barrages en service (critères : $H > 15$ m ; $10 \text{ m} < H < 15 \text{ m}$ et volume de retenue supérieur à 3 millions de m^3). Il faut noter que leur répartition géographique est très irrégulière. Près de 50 % de tous les barrages de plus de 15 m de hauteur se trouvent en Chine. Un tiers se trouve dans les pays industrialisés d'Europe, d'Amérique du Nord et au Japon alors que le reste du monde, principalement les pays en développement, se partage les 15 % restants. Ces derniers pays, tel que le Brésil, avec leur démographie en expansion et leurs besoins de plus en plus importants en irrigation et en ouvrages de protection, présentent aujourd'hui un potentiel gigantesque.

Toujours selon les statistiques de la CIGB, 92 % du parc mondial des grands barrages ont une hauteur inférieure à 60 m, 62 % moins de 30 m de hauteur et seulement 2 % plus de 100 m de hauteur.

Aujourd'hui, la construction de grands barrages fait l'objet d'efforts très importants de la part de certains pays (tab. 2.9). Les pays avec la plus grande activité de constructions de barrages sont la Chine, l'Iran, la Turquie et le Japon. En Europe, c'est l'Espagne, l'Italie et la Roumanie qui construisent le plus grand

nombre de barrages. C’est également dans ces pays que se situent le plus grand nombre d’ouvrages du fait de la nécessité de réguler les apports hydrologiques pour l’irrigation.

Tableau 2.9 Barrages en construction dans le monde, état au début 2010 (selon Hydropower & Dams, 2010).

Hauteur > 60 m			Hauteur > 150 m		
1.	Chine	85	1.	Chine	14
2.	Iran	42	2.	Iran	6
3.	Japon	24	3.	Turquie	3
	Turquie	24	4.	Laos	3
	Vietnam	24	5.	Malaisie	2
4.	Myanmar	11		Mexique	2
5.	Inde	10		Myanmar	2
6.	Brésil	9		Ethiopie	2
	Maroc	9		Colombie	2
7.	Espagne	7	6.	Inde, Ouzbékistan, Vietnam, Porto-Rico, Equateur, Venezuela	
	Italie	7			
9.	Arabie Saoudite	5			
	Grèce	5			
Total monde		350	Total monde		57



Fig. 2.10 Barrage de Karun III (Iran) en construction (2007) (photo S. Emami).

2.1.5 Coup d'œil sur l'évolution de la technologie des barrages

Les barrages en remblai

Pour les barrages en remblai, les premières analyses de stabilité ont été effectuées au début du XVIII^e siècle. Charles A. Coulomb (1773) développa sa théorie sur la poussée des terres et introduisit les notions de cohésion et d'angle de frottement. Rankine (1856) apporta ensuite sa propre contribution sur le même sujet. On doit à Henri P.G. Darcy (1856) d'avoir expliqué expérimentalement de manière simple le mécanisme de percolation dans un sol homogène. Il a pu expérimentalement déterminer que la vitesse de l'eau à travers un milieu poreux était proportionnelle au gradient. Toutefois, c'est Karl Terzaghi (1925) qui donnera l'impulsion majeure au développement de la mécanique des sols permettant une approche scientifique et expérimentale pour l'étude des ouvrages en terre. On lui doit notamment l'explication de la consolidation des sols sous une charge par dissipation de la pression de l'eau dans les pores. Arthur Casagrande contribuera aussi au projet des barrages en remblai et des autres ouvrages hydrauliques. En ce qui concerne la stabilité des talus, Wolmar Fellenius (1932) publia la méthode des cercles de glissement se basant sur une idée de K. Petterson (1916) en introduisant non seulement la résistance au cisaillement, mais également la cohésion. Taylor (1948), Bishop (1955) puis associé à Morgenstern (1960) ont affiné cette méthode d'analyse de stabilité (fig. 2.11). Quant à Ralph R. Proctor (1894-1962), il définit un coefficient de saturation optimale pour le compactage.

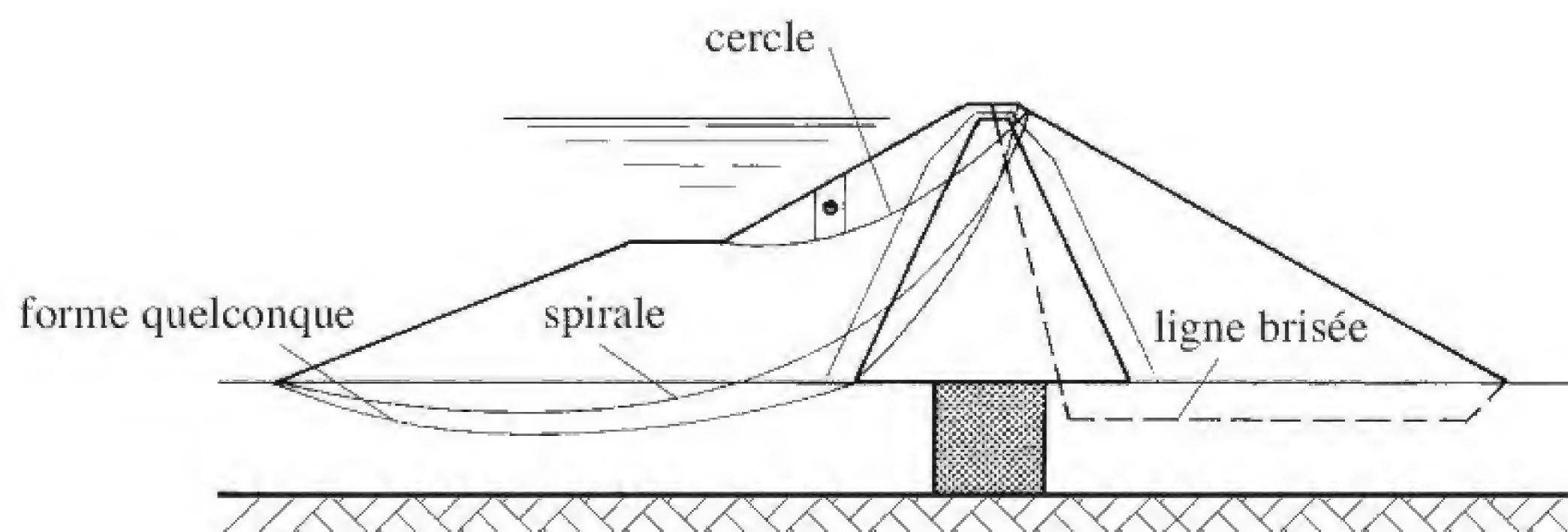


Fig. 2.11 Exemples de surfaces de rupture pour le calcul de stabilité d'un barrage en remblai.

Grâce notamment aux travaux de Terzaghi, la construction des barrages en remblai zonés a pu se développer tout au long du XX^e siècle. La construction de barrage en remblai en enrochement a également fortement progressé depuis 1950. Au début, des enrochements de carrière ont été compactés relativement secs. Ensuite, l'humidification des enrochements mis en place est devenue courante.

Les moyens mécaniques de compactage (compacteurs à pneu, rouleaux vibrants ou à pieds dameurs) et les contrôles de la qualité des remblais ont aussi considérablement contribué au progrès de la construction des barrages en remblai. L'amélioration des filtres et des drains a réduit les risques d'érosion interne.

Bien que cela soit encore rare, des barrages en remblai en enrochement avec possibilités de submersion ont été construits ces dernières années.

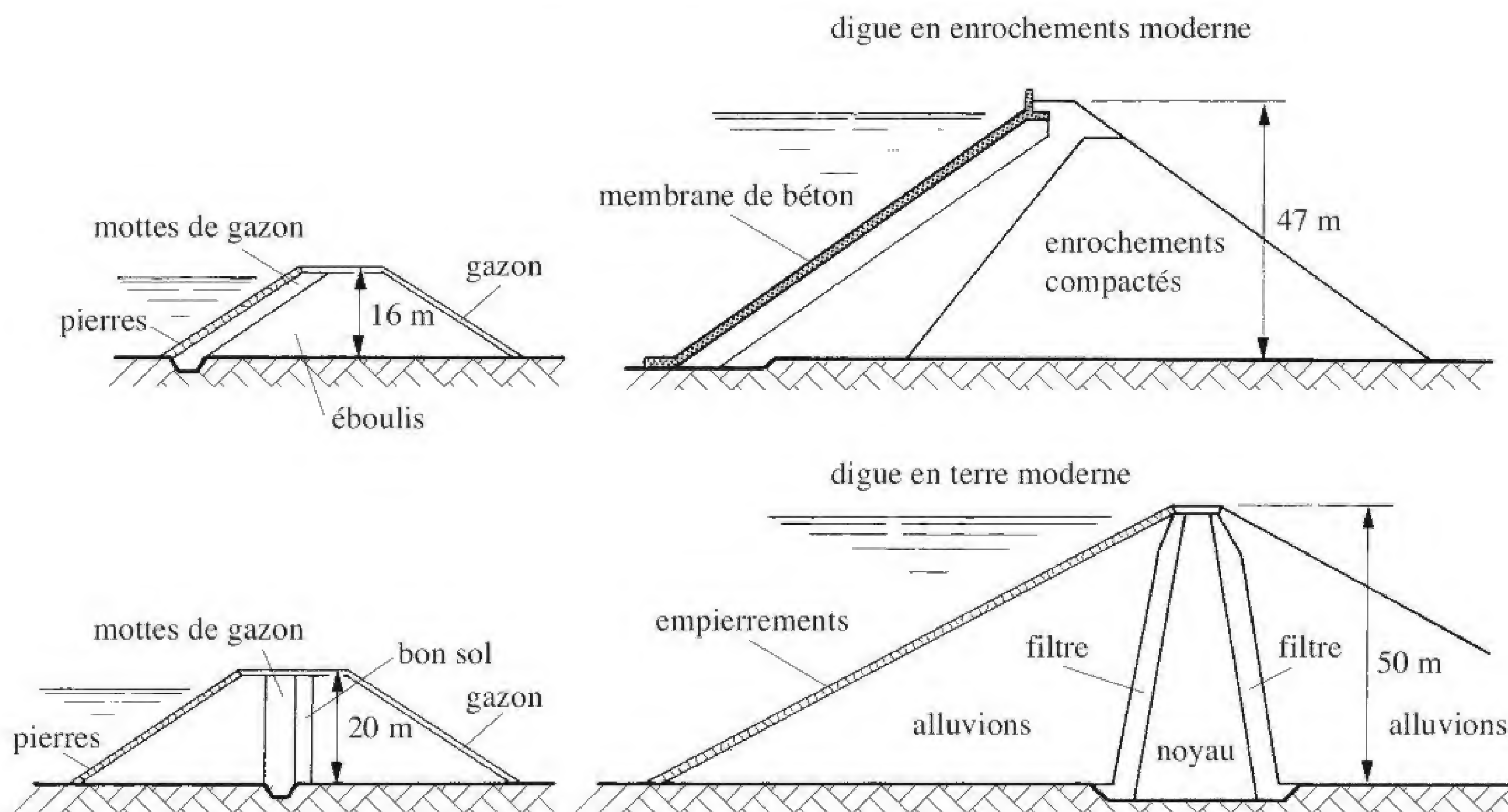


Fig. 2.12 Evolution des barrages en remblai (selon Sinniger, 1985).

Les barrages en béton

En 1840, Edouard H.T. Méry et Jean-Baptiste Bélanger formulèrent une première théorie pour le calcul des barrages-poids en proposant une distribution linéaire des contraintes. Cette méthode était encore incomplète, car elle n'introduisait pas l'effet de la sous-pression. Thomas Hawksley (1807-1893) proposait la diminution linéaire des sous-pressions de l'amont vers l'aval et George Deacon (1843-1909) admit un effet du drainage sur la répartition des sous-pressions. C'est Maurice Lévy (1843 - 1910) qui proposa sa règle postulant qu'en aucun point du parement amont, les pressions verticales dans le mur, résultant du poids propre et de la charge de l'eau, ne doivent pas être inférieures à la pression d'eau en ce point. Des améliorations sensibles de la sécurité des barrages-poids ont été faites au XX^e siècle. Elles ont porté sur l'élargissement du profil, le drainage, le choix des fondations, la meilleure qualité des liants.

François Zola (1795-1847) projeta et calcula le premier barrage-voûte en maçonnerie. Il considéra le mur composé d'arcs horizontaux indépendants chargés par la poussée de l'eau correspondant à la profondeur de l'arc sous le niveau de la retenue, «la formule du tube» était énoncée. Les méthodes de calculs se sont bien entendu développées. Au début du XX^e siècle, les barrages de Buffalo et de Pathfinder (Etats-Unis) ont été les premiers barrages-voûtes pour lesquels la méthode des ajustements a été utilisée. Les premiers barrages-voûtes avec des arcs à rayons variables ont été projetés par Lars R. Jorgensen (1876-1938) – barrage de Salmon Creek en 1914 – et par Heinrich E. Gruner (1873-1947) – barrage de Montsalvens (1920). Pour ce dernier, Alfred Stucky (1892-1969) et Henri Gicot (1897-1982), alors collaborateurs de H. Gruner, ont développé une méthode d'analyse en se basant sur des travaux publiés par Hugo F. L. Ritter (1883-1956).

Les moyens de calculs

Avec l'évolution de l'informatique, les ingénieurs disposent aujourd'hui d'outils de travail performants. Grâce à l'élaboration de nombreux logiciels, l'analyse du comportement statique et dynamique des barrages a fait d'énormes progrès. La modélisation et la simulation numériques permettent une approche fine des

problèmes à traiter. La méthode des éléments finis est un exemple important de ce développement (fig. 2.13). Auparavant, le barrage était calculé pour lui-même ; aujourd'hui, les méthodes de calculs permettent de prendre en compte l'ensemble barrage-fondation. Malgré cet essor, on ne perdra pas de vue que les méthodes de calculs conventionnelles restent une aide appréciable pour des premières vérifications et la compréhension du comportement statique et dynamique de la structure.

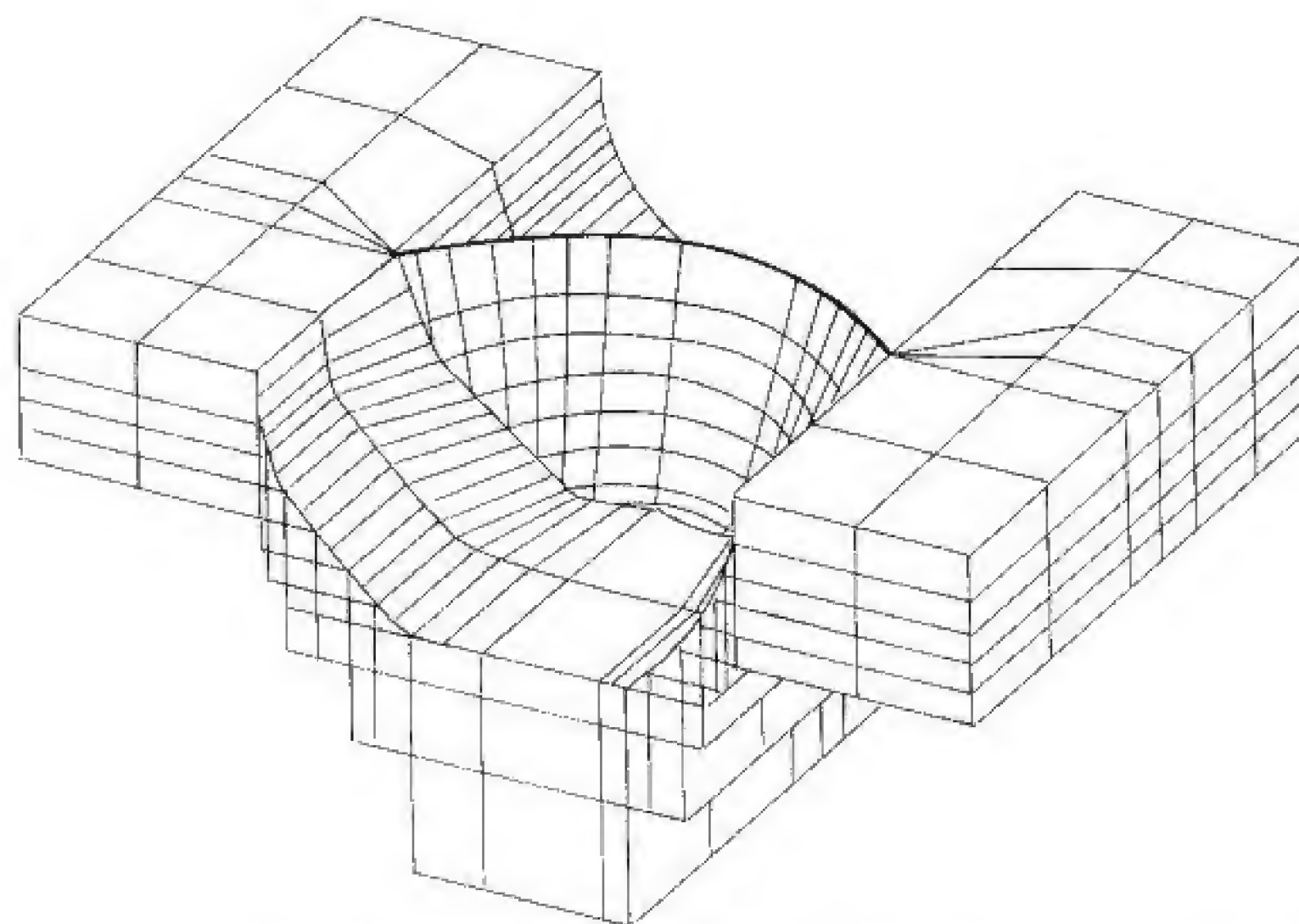


Fig. 2.13 Exemple d'une modélisation d'un barrage-voûte et de sa fondation par éléments finis (selon Jansen, 1988).

2.2 Le développement des barrages en Suisse

2.2.1 Introduction

Les ouvrages les plus anciens encore en service datent du XIX^e siècle. Puis durant le XX^e siècle, le développement économique et les besoins énergétiques ont influencé la cadence de la réalisation des barrages intégrés à de remarquables aménagements hydroélectriques. Si la Suisse est aujourd'hui dotée d'importants barrages, il faut souligner l'impulsion déterminante d'éminents ingénieurs qui ont tenu un rôle de pionniers. La période de construction la plus active se situe entre 1950 et 1970 (fig. 2.14).

Le parc des barrages suisses comprend plus de 200 grands ouvrages assujettis au contrôle de la Confédération (§ 2.2.7)² dont 86 % sont destinés à l'exploitation de la force hydraulique. Les autres affectations concernent, d'une part, des ouvrages pour le stockage de l'eau en vue de l'irrigation, l'alimentation en eau potable et la production de neige artificielle (3 %) ainsi que pour les loisirs et biotopes (3 %) et, d'autre part, des ouvrages de protection pour la maîtrise des crues et la rétention de sédiments (8 %). Parmi ces barrages, 60 % sont des barrages en béton (qui se subdivisent pour 58 % en barrages-poids, 39 % en barrages-voûtes et 3 % en barrages à voûtes multiples et à contreforts), 35 % des barrages en remblai (en terre ou en enrochement) et 5 % des aménagements au fil de l'eau. 25 barrages ont une hauteur supérieure à 100 mètres et 4 d'entre eux dépassent les 200 mètres. La majorité des barrages les plus imposants se situe dans les Alpes. Enfin, il faut relever l'existence de plusieurs centaines d'ouvrages de dimensions plus modestes de types et d'affectation divers.

² OSOA, 1998.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

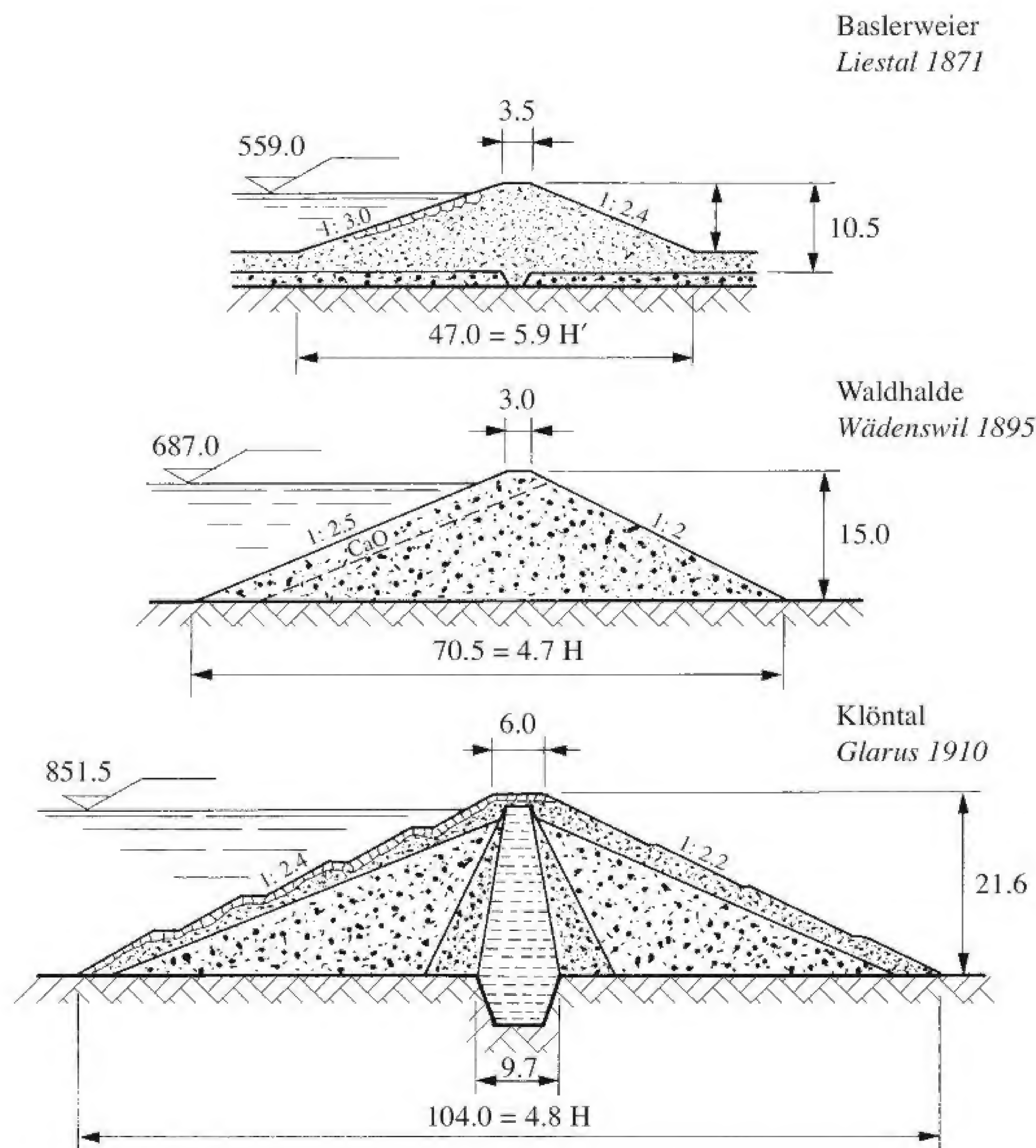


Fig. 2.16 Exemples de barrages en remblai construits vers la fin du XIX^e siècle et au début du XX^e siècle (selon Schnitter, 1985).

La révolution industrielle aux XVIII^e et XIX^e siècles apporta un essor économique important grâce notamment au développement d'aménagements hydroélectriques dans lesquels les turbines ont progressivement remplacé les roues à eau. C'est entre 1869 et 1872 que Guillaume Ritter (1835-1912) construisit l'aménagement de Pérolles sur la Sarine en amont de Fribourg. Le barrage-poids légèrement incurvé d'une hauteur de 21 m et d'une longueur en crête de 195 m fut à l'époque le plus grand barrage de Suisse. Sa section trapézoïdale comprend deux parements inclinés. Sa construction en béton fut également une nouveauté en Europe. En raison de l'envasement rapide de la retenue, il fut surélevé de 3 m en 1909. Des travaux de réhabilitation intéressant l'ensemble de l'ouvrage ont été entrepris entre 2000 et 2004 (fig. 2.23, fig. 13.56).

A la fin du XIX^e siècle et au début du XX^e siècle, on note la construction de nombreux barrages en remblai. A cette époque, on faisait appel à des techniques de terrassement se basant sur des critères empiriques éloignés d'une mécanique des sols scientifique. Une rupture d'une petite digue d'une hauteur de 5 m en 1877 a incité l'ingénieur cantonal Friedrich de Salis (1828-1901) à entreprendre un examen détaillé

de l'onde de submersion, ce qui fut vraisemblablement un des premiers calculs de ce genre. Parmi les réalisations marquantes, on relève la digue de col du Gübsen (SG/1900/H = 19 m)⁴ et la digue de Klöntal (GL/1910/H = 30 m) destinée à surélever un lac naturel (fig. 2.16). Pendant la même période, de nombreux barrages-poids furent aussi construits le plus souvent de manière traditionnelle en maçonnerie tels les barrages de Buchholz (SG/1892/H = 19 m), List (SG/1908/H = 29 m), Muslen (SG/1908/H = 29 m) et du col de la Bernina (GR/1911/H = 15 et 26 m). Ces derniers ont fait l'objet d'importants travaux d'assainissement vers la fin du XX^e siècle et début du XXI^e siècle.

Dès 1914, en raison des besoins croissants en énergie, on envisagea la réalisation d'ouvrages permettant le stockage de l'eau, notamment celle issue de la fonte estivale des neiges et des glaciers, et ainsi d'assurer une production d'énergie lors de la demande d'électricité hivernale. Ce transfert d'énergie impliquait de disposer de grandes retenues et, par conséquent, la réalisation de grands barrages.

La construction du barrage de Montsalvens (FR/1920/H = 55 m) marque le début d'une époque de développements importants. Par sa forme arquée à double courbure, ce barrage constituait une première européenne et fut l'œuvre d'Heinrich E. Gruner (1873-1947). Comme il l'a été mentionné plus haut, le calcul statique se basait sur une méthode publiée par Hugo F. L. Ritter (1883-1956) qui fut par la suite développée par Alfred Stucky (1892-1969) et Henri Gicot (1897-1982), alors collaborateurs de H. Gruner.

C'est le 2 octobre 1928 que la Commission Suisse des Grands Barrages fut fondée par six éminents savants et praticiens des constructions des barrages. Plus tard, d'autres personnalités vinrent rejoindre cette commission (tab. 2.17). Les buts poursuivis par cette commission étaient selon ses statuts de «s'occuper des problèmes liés aux barrages et de collecter des informations et des expériences sur ces constructions et leur exploitation». Au début, la Commission s'occupa des questions concernant les congrès de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) fondée en 1928. Elle établit par la suite des directives pour la construction et l'entretien des barrages suisses. Elle se fixa par ailleurs la tâche de soumettre à un examen scientifique les résultats des observations faites sur les barrages. La Commission Suisse des Grands Barrages devint en 1948 le Comité National Suisse des Grands Barrages (CNSGB) et ensuite en 1999 le Comité Suisse des Barrages (CSB).

Dans les années 1930, le déclenchement d'une crise économique mondiale freina l'accroissement de la consommation d'électricité ainsi que les besoins en nouveaux aménagements et, par conséquent, la construction de barrages. C'est à cette époque que fut pourtant construit d'après un projet d'Alfred Stucky le barrage de la Dixence (VS/1935/H = 87 m), un barrage à contrefort d'un volume de 421 000 m³ qui resta jusqu'à la fin de la Seconde Guerre mondiale le plus haut barrage de ce type au monde. Pendant la Seconde Guerre mondiale, commencèrent la construction du barrage de Verbois (GE/1943/H = 34 m) et celle du barrage à contreforts de Lucendro (TI/1947/H = 73 m) (fig. 3.8). Suite à des bombardements de barrages-poids allemands par l'aviation anglaise en mai 1943, les autorités fédérales prescrivirent la mise en place d'étrésillons horizontaux au barrage à contreforts de Lucendro déjà achevé, ainsi que des renforcements importants à celui de Cleuson (VS/H = 87 m) construit entre 1947 et 1950. Par la suite, ne furent tolérés que d'étroits évidements comme ce fut le cas des barrages de Rätherichsboden (BE/1950/H = 94 m) et Oberaar (BE/1953/H = 100 m).

Pendant les années de guerre, on nota déjà une forte augmentation de la consommation d'électricité qui continua de croître en relation avec la conjoncture d'après-guerre. La construction d'aménagements hydroélectriques, dont des grands barrages en étaient la pièce maîtresse, fut entreprise pour répondre à cette demande en énergie supplémentaire. Ainsi en 1945, commença la construction du barrage-voûte de Rossens (FR/1947/H = 83 m). Dès 1950 et jusque dans les années 1970, la construction de barrages

⁴ (SG/1900/H = 19 m) = (Canton du barrage / année de mise en exploitation / hauteur d'assujettissement du barrage).

Tableau 2.17 Membres fondateurs de la Commission Suisse des Grands Barrages.

Membres fondateurs de la Commission
<ul style="list-style-type: none">• Dr H. Eggenberger (1875-1958), ingénieur en chef à la Direction générale des Chemins de fer fédéraux, Berne ;• Dr H. E. Gruner (1873-1947), ingénieur, Bâle ;• Dr A. Kaech (1881-1965), ingénieur en chef des Forces Motrices de l’Oberhasli, Innertkirchen ;• Dr E. Meyer-Peter (1883-1969), professeur de travaux hydrauliques à l’Ecole de polytechnique fédérale de Zurich ;• Dr M. Ritter (1884-1946), professeur de statique et de béton armé à l’Ecole polytechnique fédérale de Zurich ;• Dr A. Stucky (1892-1969), professeur de travaux hydrauliques à l’Ecole polytechnique de l’Université de Lausanne (aujourd’hui EPFL) ;• A. Zwygart (1886-1972), directeur des Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse S.A., Baden.
En 1935, pour établir une collaboration, le Département fédéral de l’intérieur délégua à la Commission :
<ul style="list-style-type: none">• M. W. Schurter (1889-1965), ingénieur, inspecteur en chef des Travaux publics de la Confédération.
Au cours du temps, les personnalités suivantes ont rejoint la Commission :
<ul style="list-style-type: none">• M. J. Bolomey (1879-1952), professeur de matériaux pierreux à l’Ecole polytechnique de l’Université de Lausanne (aujourd’hui EPFL) ;• M. O. Frey-Bär (1909-1973), ingénieur, Motor-Columbus S.A., Baden ;• M. H. Gicot (1897-1982), ingénieur-conseil, Fribourg ;• M. H. Juillard (1896-1958), ingénieur-conseil, Berne ;• Dr M. Lugeon (1870-1953), géologue, professeur à l’Université de Lausanne et à l’Ecole polytechnique de l’Université de Lausanne (aujourd’hui EPFL) ;• E. Martz (1879-1959), président de la Société Suisse des Fabricants de Chaux, Ciments et Gypse, Zurich ;• Dr M. Roš (1879-1962), professeur de technologie des matériaux à l’Ecole polytechnique fédérale de Zurich ;• Dr M. Roš jun. (1913-1968), ingénieur-conseil, Zurich.

connut une période faste puisque plus d’une centaine d’ouvrages furent mis en exploitation. La construction du barrage-voûte du Mauvoisin d’une hauteur de 237 m (fig. 2.18) et celle du barrage-poids de la Grande Dixence d’une hauteur de 285 m (fig. 2.8) débutèrent en 1951. Mis en service respectivement en 1957 et 1961, ces deux ouvrages comptent encore aujourd’hui parmi les plus hauts du monde en exploitation. Grâce aux talents des personnalités déjà citées et d’ingénieurs de bureaux d’études de haut niveau, de nombreux barrages-voûtes imposants furent érigés. Dans la conception des barrages-voûtes, les arcs circulaires traditionnels furent remplacés par des arcs paraboliques ou elliptiques afin d’obtenir une meilleure orientation des poussées des arcs contre le rocher de fondation. Parmi les ouvrages d’une hauteur supérieure à 100 m, on peut citer particulièrement les barrages d’Emosson (VS / 1974 / H = 180 m), de Zeuzier (VS / 1957 / H = 156 m), de Curnera (GR / 1966 / H = 155 m), de Zervreilla (GR / 1957 / H = 151 m), de Moiry (VS / 1958 / H = 148 m), de Limmern (GR / 1963 / H = 146 m), de Punt dal Gall (GR / 1968 / H = 130 m), de Nalps (GR / 1962 / H = 127 m) et de Gebidem (VS / 1967 / H = 122 m). Il faut aussi relever les barrages jumeaux de l’Hongrin (VD / 1969 / H = 125 et 90 m) où deux voûtes rejoignent une culée centrale commune donnant à cette ouvrage une certaine originalité (fig. 2.19). Après les barrages de la Grande Dixence et du Mauvoisin, la marque des 200 m de hauteur fut dépassé notamment au Tessin par les barrages-voûtes de Luzonne et de Contra (fig. 2.20), ce dernier étant l’œuvre de Giovanni Lombardi (1926).

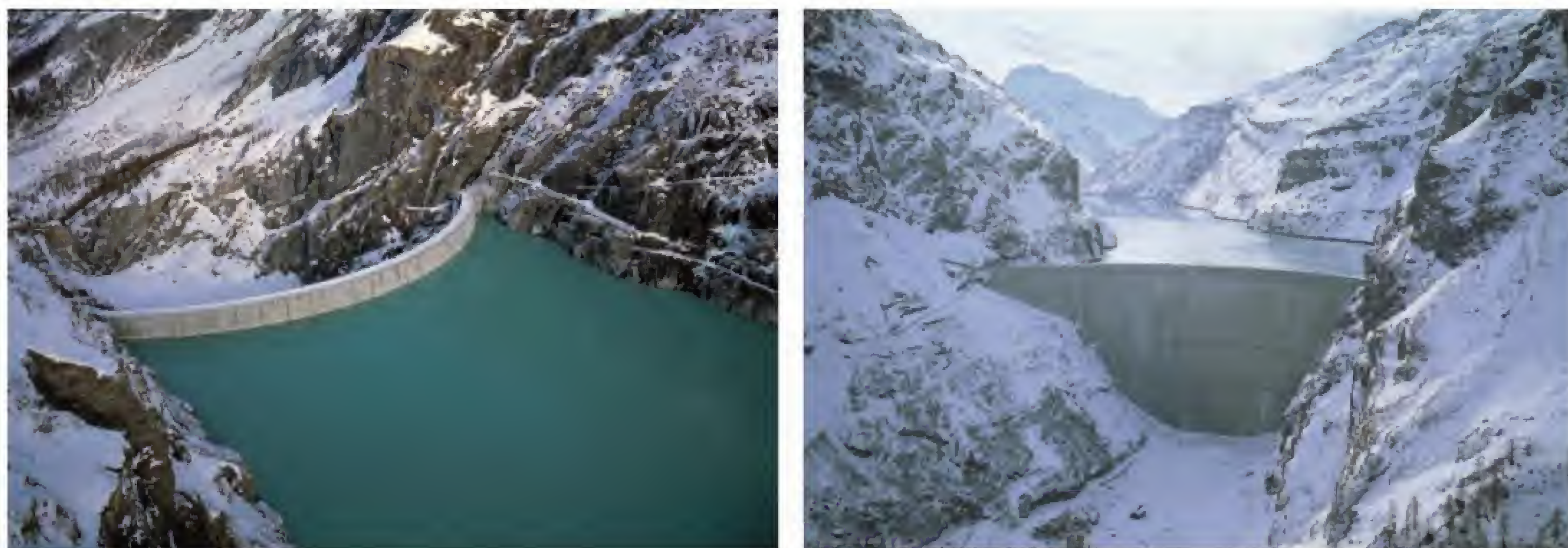


Fig. 2.18 Le barrage-voûte de Mauvoisin.

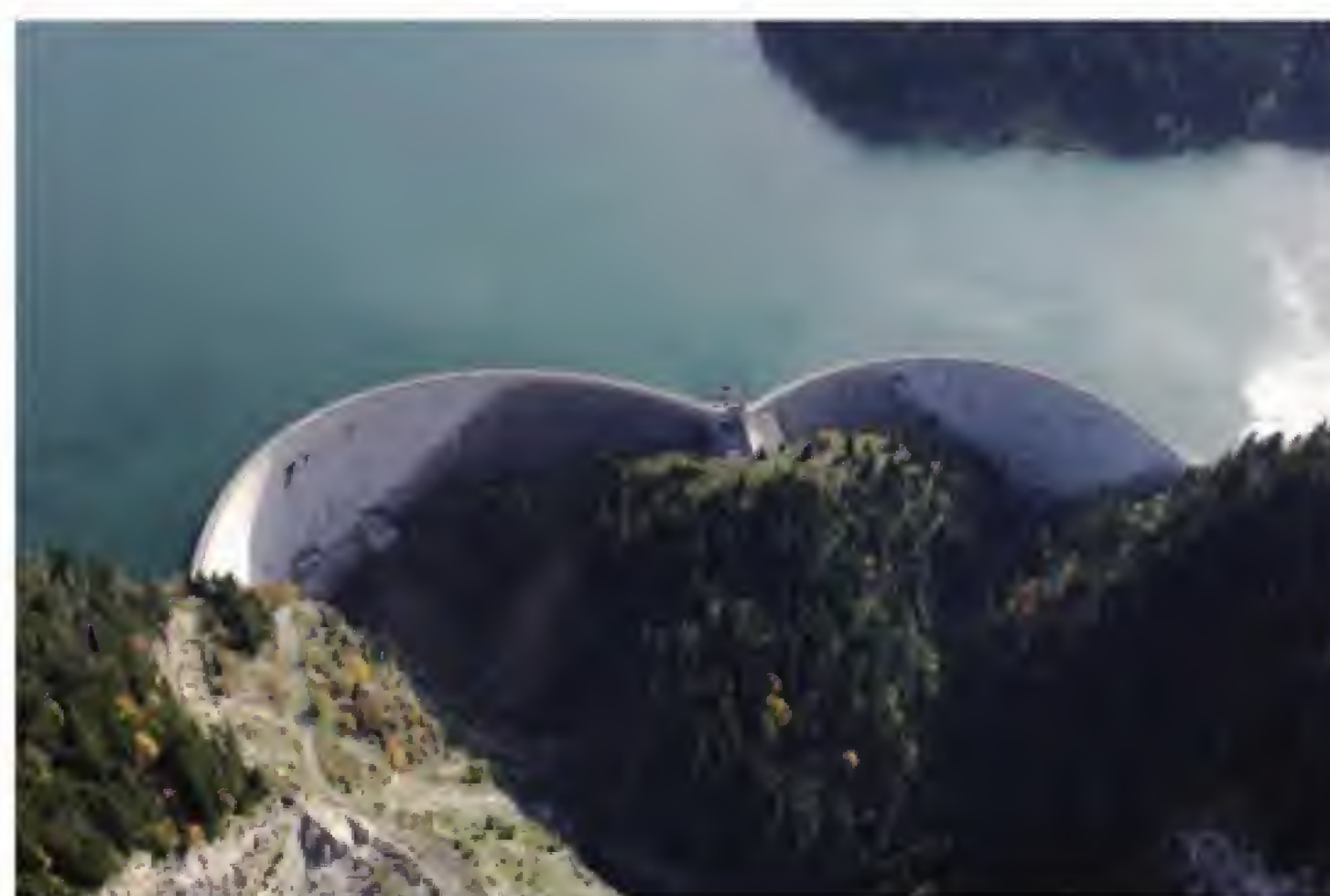


Fig. 2.19 Les barrages-voûtes de l'Hongrin.



Fig. 2.20 Le barrage-voûte de Contra.

Mettant à profit les développements de bases scientifiques et rationnelles dus notamment à Karl Terzaghi, fondateur de la mécanique des sols, la construction de quelques digues fut entreprise. Par ailleurs, à l'initiative d'Eugen Meyer-Peter (1883-1969), l'EPFZ créa un Institut de technique des fondations et de mécanique des sols dont les résultats des travaux furent d'une grande utilité. Les digues de Marmorera (Castiletto) (GR / 1954 / H = 91 m), de Göscheneralp (UR / 1960 / H = 155 m) et de Mattmark (VS / 1967 / H = 120 m) sont les barrages en remblai les plus importants construits en Suisse (fig. 2.21).

Dès 1980, les constructions nouvelles intégrées aux aménagements hydroélectriques furent moins nombreuses, dont les plus importantes sont les ouvrages de Solis (GR / 1986 / H = 61 m) et de Pigniu (GR / 1989 / H = 53 m). Cependant, pour améliorer les conditions d'exploitation et favoriser un meilleur transfert d'énergie, le barrage-voûte de Mauvoisin (VS) a été surélevé de 13,5 m à 250 m en 1991 et celui de Luzzone (TI) de 17 m à 225 m en 1997 (fig. 2.29).

Par contre, de nombreux ouvrages de protection contre les événements naturels telles les crues et les avalanches dont les hauteurs varient entre 7 et 30 m ont été réalisés. A la fin des années 1990, des bassins créés pour le stockage d'eau en vue de la fabrication artificielle de neige ont commencé à faire leur apparition.



Fig. 2.21 Barrages en remblai les plus importants de Suisse: (a) Mattmark , (b) Göscheneralp et (c) Marmorera (Castiletto).

2.2.3 Travaux de confortement et de réhabilitation

Dans un autre registre, l'attention s'est portée dès le début des années 1980 sur des ouvrages d'accumulation anciens de toutes dimensions pour lesquelles il était important de réévaluer leur sécurité en tenant compte des dernières connaissances techniques et des règles les plus modernes en vigueur. Selon les résultats obtenus, il n'était pas rare qu'un assainissement de tout ou partie de l'ouvrage soit nécessaire afin de permettre la poursuite d'une exploitation sûre durant de nombreuses années encore. Bien entendu, il peut exister plusieurs raisons qui rendent nécessaires un confortement et une réhabilitation d'un ouvrage. Souvent, l'ouvrage ne répond pas aux critères de stabilité les plus récents admis. Il n'est pas exclu que, par rapport au projet initial, les hypothèses admises pour les charges sollicitant l'ouvrage doivent être revues. Elles peuvent concerner entre autres le poids propre, la répartition des sous-pressions ou les sollicitations dues à un séisme. Des nouvelles conditions d'exploitation, comme par exemple de nouveaux niveaux atteints en cas de crue, une accumulation massive de sédiments à l'amont ou une mise en place de remblais à l'aval peuvent avoir aussi une incidence sur les charges. Les travaux à entreprendre sont de plusieurs types et parfois sont combinés. Le tableau 2.22 dresse un inventaire de la nature de diverses interventions possibles.

Tableau 2.22 Inventaire d'interventions de confortement et de réhabilitation.

-
- Surélévation
 - Assainissement global des structures
 - Traitement des parements
 - Pose de membrane
 - Revêtement bitumineux
 - Enveloppe béton, gunite
 - Traitement du corps du barrage (béton, remblais)
 - Injections
 - Etanchéité
 - Confortement du pied aval
 - Traitement des fondations
 - Injections
 - Drainage
 - Sécurité en cas de crue
 - Modification de l'évacuateur de crue
 - Modification du couronnement
 - Création d'un parapet
 - Abaissement de la retenue
 - Transformation de la vidange de fond
 - Réalisation d'une nouvelle vidange de fond
-

Les paragraphes qui suivent décrivent des exemples divers de travaux effectués en Suisse dans l'optique de conforter et de réhabiliter des barrages.

Dans le cas du barrage de la Maigrange mis en service en 1872, le projet de réhabilitation avait pour objectif d'améliorer la sécurité en cas de crue par le renouvellement des évacuateurs de crue, la sécurité structurale du barrage par la mise en place de tirants d'ancrages et les conditions d'exploitation en modifiant les prises d'eau. Par ailleurs, le dispositif d'auscultation a été modernisé. Enfin, les poissons n'ont pas été

oubliés puisqu'ils peuvent franchir le barrage vers l'amont (montaison) grâce à la construction d'un ascenseur ou vers l'aval (dévalaison) grâce à une suite de canaux et de bassins successifs. Les travaux ont été effectués entre 2000 et 2004 (fig. 2.23 et fig. 13.56).



Fig. 2.23 Barrage de la Maigrange.

Quand l'examen des contraintes et de la stabilité montre que les conditions de sécurité ne sont pas remplies, un abaissement de la retenue ou un renforcement de l'ouvrage est inéluctable. Pour le barrage du Gübsensee, la solution de la mise en place de câbles de post-contrainte a été choisie (fig. 3.17). En ce qui concerne les barrages en béton de Muslen et de List, leurs parements amont et aval ont été recouverts d'une enveloppe en béton en prévoyant une surélévation du niveau du couronnement pour accroître le volume de la retenue et optimiser la production hydroélectrique (fig. 2.24).

Des interventions peuvent devenir nécessaires si les matériaux constituant le corps du barrage ont subi des dommages internes importants, dus par exemple à des phénomènes de gonflement provoqués par une réaction alcali-agrégats qui peuvent avoir une incidence non négligeable sur les caractéristiques des bétons. Pour limiter le développement du phénomène, le parement amont au barrage de l'Illsee (VS/1923-43/H = 25 m) a été revêtu d'une géomembrane en PVC et le barrage du Lago Bianco Sud (GR/1912-42/H = 26 m) d'une membrane constituée par un produit synthétique liquide mis en place en plusieurs couches successives. Au barrage de l'Illsee, le système mis en place ne permet pas de court-circuiter la circulation d'eau par la fondation, ce qui ne contribue pas à ralentir le phénomène. Aussi il est prévu de procéder à des saignées du béton pour soulager l'ouvrage. En raison de fortes dégradations dues principalement au gel, un traitement des parements doit être entrepris. Par exemple, après repiquage des zones dégradées, la surface du parement amont du barrage de Schräh a été recouverte d'un béton projeté légèrement armé sur une épaisseur de 8 à 12 cm vers 1983. Dans un autre exemple, un béton projeté par voie humide a été appliqué sur pratiquement toute la surface du parement amont du barrage de Cleuson entre 1995 et 1998. Au préalable, la surface altérée a été décapée par hydrodémolition. La solidarité entre le béton de base et le béton projeté est assurée par un réseau serré de goujons d'ancrages en forme de champignon façonné avec un fer d'armature de diamètre 12 mm à raison de 4 éléments par m² (fig. 2.25)⁵.

⁵ Selon Rechsteiner, 1994.

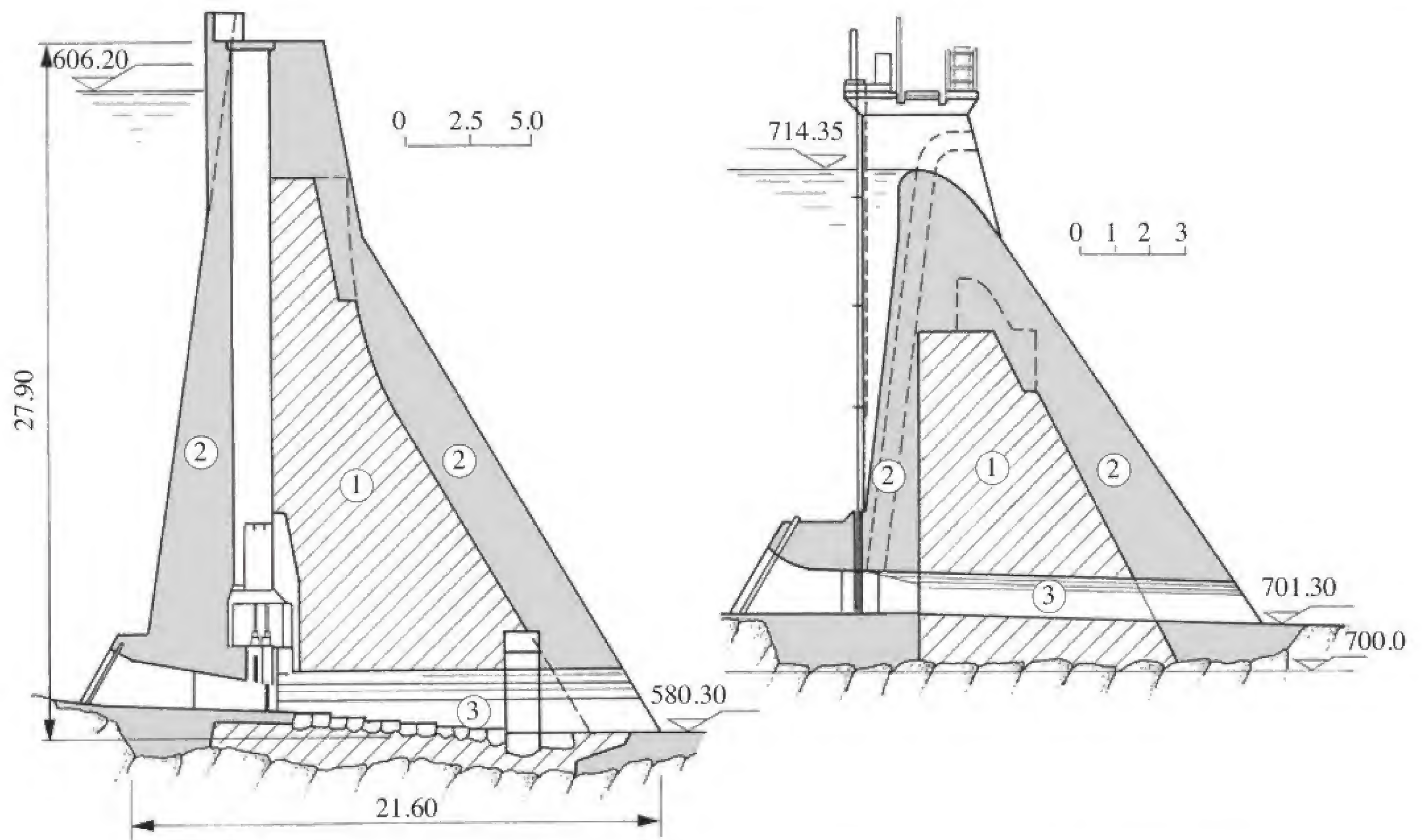


Fig. 2.24 Projet de confortement des barrages de Muslen et de List: ① corps du barrage original; ② enveloppe du nouveau béton; ③ vidange de fond.

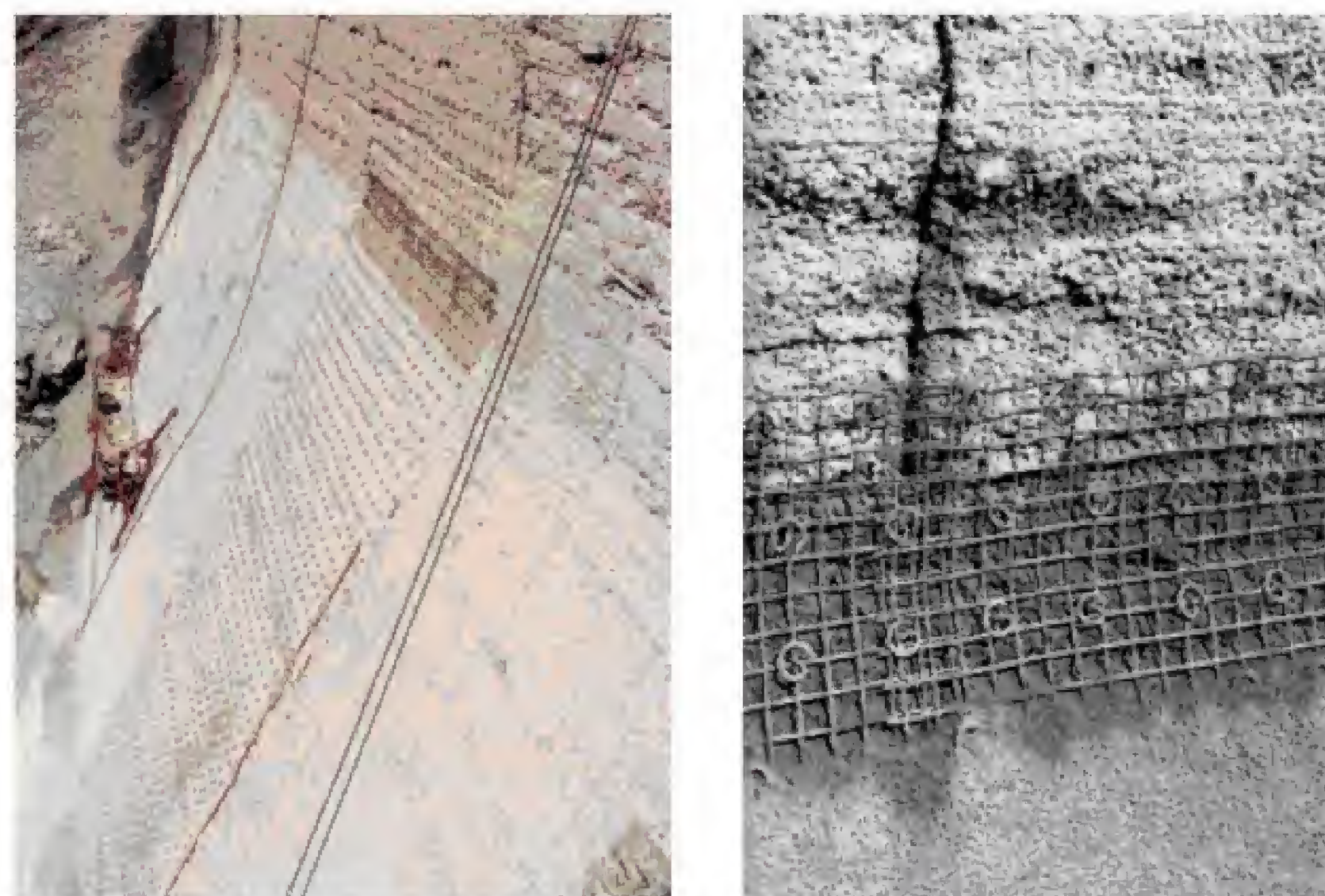


Fig. 2.25 Barrage de Cleuson: système d'accrochage pour le béton projeté.

Suite aux fortes crues de 1978 au Tessin et à l'obstruction des passes de l'évacuateur de crue du barrage de Palagnedra (TI/1952/H = 72 m) par l'arrivée massive de bois flottants (fig. 5.13), l'autorité de haute surveillance a revu les critères de sécurité en cas de crue et a demandé de procéder à un examen des conditions de sécurité. Il faut aussi souligner que les crues dans les Alpes sont des événements qui peuvent se développer très rapidement. Dans de nombreux cas, il a fallu modifier l'évacuateur de crue, le couronnement ou créer un parapet important afin de disposer d'un volume de rétention supplémentaire.

Des études ont montré que lors de crues importantes, les retenues des aménagements hydroélectriques ont fortement contribué à réduire les pointes de crue grâce à leur possibilité de rétention, bien que cela ne soit pas leur rôle premier. Dans le but de renforcer la protection contre les crues à l'aval d'un barrage, sans devoir pour autant restreindre la production d'énergie hydroélectrique, une solution consiste à transformer une exploitation simple en exploitation à usage multiple. L'idée est donc de créer une nouvelle tranche d'exploitation dans la partie supérieure de la retenue permettant d'accumuler un volume déterminé en cas de crue. Un tel projet a été réalisé en 2001 pour la retenue de la digue de Mattmark et d'autres sont à l'étude.

Il est de règle en Suisse que tout barrage doit être équipé d'une vidange de fond afin de permettre une vidange de la retenue en cas de comportement anormal ou le maintien d'une retenue abaissée pour effectuer des travaux. En raison d'une capacité insuffisante et d'un équipement obsolète, il a fallu prévoir pour certains ouvrages la transformation complète ou la création d'une nouvelle vidange de fond. Ainsi, par exemple, une galerie transversale fut forcée au pied de barrage de Schräh (SZ/1924/H = 111 m). Pour être conforme, une vidange de fond a dû être créée au barrage de l'Illsee (VS/1924-43/H = 25 m) en profitant d'une galerie réalisée pour abaisser le lac naturel lors de la construction. Dans d'autres cas, on a simplement procédé au remplacement des vannes ou à l'adjonction d'une nouvelle vanne.

Un mouvement général du terrain consécutif à un effet de drainage d'une galerie de sondage entraîna en 1978 des déformations anormales au barrage de Zeuzier (VS/1957/H = 156 m) (fig. 2.26). Les mesures géodésiques devaient mettre en évidence un affaissement d'environ 10 cm et un déplacement vers l'amont de 9 cm au niveau du couronnement, ainsi qu'un raccourcissement de la corde supérieure entre appuis de l'ordre de 5 cm. Suite à ces déformations, on constata une ouverture des joints verticaux dans la partie supérieure du parement amont et le développement de fissures dans le parement aval. Des travaux ont été entrepris afin de vérifier l'état du voile d'étanchéité et de contrôler le contact béton rocher. Afin de rétablir le monolithisme du mur, des essais d'injection ont été faits pour trouver le produit d'injection le plus adéquat. Le choix s'est porté sur un produit à base d'époxy (les Rodur 510 et 520). Les travaux ont été exécutés avec succès et après un programme de remplissage par étapes la retenue a de nouveau atteint son niveau normal en été 1978 (Pougatsch, 1990).



Fig. 2.26 Barrage-voûte de Zeuzier.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



Fig. 2.27 Mise en place du béton au barrage de la Grande Dixence (photos H. Pougatsch).

2.2.6 Evolution des dispositifs d'auscultation⁷

Pour suivre le comportement d'un barrage et de ses fondations, la mesure de paramètres caractéristiques est un moyen approprié et recommandé. Le premier système d'auscultation destiné à contrôler le comportement et à obtenir des données expérimentales fut installé au barrage de Montsalvens (FR). A l'aide de triangulation et de nivellement, de clinomètres et la pose de thermomètres en différents points, il fut donc possible de mesurer les déformations pour différents niveaux de retenue et les sollicitations thermiques. Ces mesures avaient pour but de confirmer la justesse des hypothèses de calculs.

C'est en 1932 au barrage de Spittallamm (BE) d'une hauteur de 114 m, un ouvrage de l'aménagement de l'Oberhasli, qu'Henri Julliard développa et mit en place le pendule à système de lecture mécanique pour la mesure des déformations. Cet instrument devint un élément essentiel des dispositifs d'auscultation des barrages en Suisse et dans le monde.

Progressivement, l'auscultation des barrages devint prépondérante et les exigences pour ce mode de surveillance évoluèrent. Grâce au développement des appareils et aux méthodes de mesure, il en résulta une précision accrue et une simplification des mesures. Par ailleurs, le traitement par ordinateur des données a

⁷ La conception des dispositifs d'auscultation fait l'objet de la partie VIII, section 32.4.

permis une analyse performante. Vu l'importance attribuée au dispositif d'auscultation, des adaptations ont été apportées périodiquement en relation avec les connaissances acquises et les exigences nouvelles.

Suite aux développements de l'électronique et de l'informatique, les possibilités et l'intérêt de l'automatisation des dispositifs d'auscultation se sont accrus. Ils permettent une liaison directe entre le barrage et le personnel chargé des contrôles. De tels dispositifs se composent de moyens de mesure (appareils de mesure), de moyens de transmission des données, de moyens automatiques d'acquisition et de stockage des données (bases de données), enfin de moyens de traitement et de présentation des données (analyse des résultats de mesure, élaboration de graphiques et rédaction de rapports).

2.2.7 Bases légales

Au niveau de la sécurité des ouvrages d'accumulation, l'autorité de haute surveillance suisse poursuit deux buts. Tout d'abord, celui d'assurer la sécurité du barrage et partant celle du public, et, ensuite, celui d'assurer la sécurité de l'exploitation. C'est la loi du 22 juin 1877 sur la police des eaux amendée en 1950 qui règle les dispositions concernant la sécurité des barrages. Elle stipule dans un article fondamental que le Conseil fédéral doit prendre pour les ouvrages de retenue les mesures nécessaires pour prévenir le plus possible les dangers et les dommages qui pourraient résulter de leur mode de construction, de leur entretien insuffisant ou de faits de guerre. Les détails sont réglés par une ordonnance et c'est en 1957 que fut publié le premier règlement concernant les barrages. Il contenait de nombreuses prescriptions minimales, laissant suffisamment de latitude aux innovations et au progrès. Ce règlement a subi deux modifications en 1971 et en 1985, principalement en relation avec le système alarme-eau, avant d'être remplacé par l'Ordonnance du 7 décembre 1998 sur la sécurité des ouvrages d'accumulation (OSOA).

En ce qui concerne son champ d'application, elle précise que l'assujettissement s'applique

- aux ouvrages d'accumulation dont la hauteur de retenue H au-dessus du niveau d'étiage du cours d'eau ou du niveau du thalweg est de 10 m au moins, ou,
- si cette hauteur H est de 5 m au moins, à ceux dont la capacité de retenue est supérieure à 50 000 m³ ;
- aux ouvrages d'accumulation de moindres dimensions sont aussi concernés lorsqu'ils représentent un danger particulier pour les biens et les personnes ; dans le cas contraire, ils sont exemptés.

Par ailleurs, l'ordonnance traite de la sécurité structurale, de l'entretien et de la surveillance, ainsi que du plan en cas d'urgence. Ces trois éléments constituent les piliers essentiels sur lesquels s'appuie la sécurité des ouvrages d'accumulation (voir partie II, chap. 5)⁸.

Il faut noter que la pratique suisse n'introduit pas de classification des barrages (fait exception, le cas sismique) comme c'est le cas dans de nombreux pays. Seuls les ouvrages d'accumulation susceptibles de mettre en péril des vies humaines en cas d'écoulement non contrôlé ou de rupture sont assujettis. Cela signifie que les exigences en matière de sécurité sont les mêmes pour tous les ouvrages, car toute personne doit pouvoir bénéficier du même degré de protection (Biedermann, 1997).

Dans les pays qui établissent une telle classification, les niveaux sont notamment fixés en fonction de l'importance de la mise en péril de vies humaines et de l'ampleur des dommages à la propriétés et aux biens, ainsi qu'à l'environnement en cas de rupture de barrages. De façon générale, on peut définir des niveaux suivants :

- niveau élevé (mise en péril de nombreuses vies humaines, très graves dommages) ;

⁸ Une nouvelle loi sur les ouvrages d'accumulation (LOA) devant remplacer la loi sur la police des eaux a été élaborée et mise en consultation en 2006. Elle a été soumise aux Chambres fédérales qui l'ont approuvée lors de la session d'automne 2010. Elle n'est pourtant pas encore en vigueur, car une révision de l'Ordonnance (OSOA) doit au préalable être faite. Cette dernière est en cours d'élaboration.

- niveau important (mise en péril de plusieurs vies humaines, dommages appréciables) ;
- niveau faible (pas de mise en péril attendue de vies humaines, dommages modérés) ;
- niveau très faible (aucune mise en péril de vies humaines, dommages mineurs).

Une classification peut notamment avoir une incidence au niveau du projet sur le choix du temps de retour des crues et des séismes, puis pendant l'exploitation sur le programme de surveillance et d'entretien. Elle peut aussi jouer un rôle lors de l'établissement de priorités relatives à la maintenance et à des travaux de réhabilitation.

2.2.8 Mesures en vue de garantir la sécurité publique⁹

Suite aux bombardements de barrages-poids allemands situés dans la Ruhr par l'aviation anglaise dans la nuit du 16 au 17 mai 1943, les autorités militaires et civiles suisses eurent des craintes concernant la vulnérabilité des barrages suite à des actes de guerre ou de sabotage. Une première mesure prise en juin 1943 fut de tendre un câble au-dessus des barrages comme mesure de protection contre les avions. En septembre 1943, le Conseil fédéral qui avait rondement mené les affaires, promulgua un arrêté dont les dispositions portaient sur des mesures de protection actives et passives des barrages contre des destructions par fait de guerre, l'exploitation des bassins et l'abaissement de leur niveau ainsi que l'installation d'un dispositif d'alarme. Dans un premier temps, il fut décidé d'installer des sirènes dans une zone dite rapprochée inondable 20 minutes après la destruction du barrage et une liste des barrages qui devaient être équipés d'un système alarme-eau fut publiée fin novembre 1943. C'est en 1945 que les barrages en remblai de Bannalp (NW) et de Klöntal (GL) furent les premiers ouvrages équipés d'un tel système alarme-eau. Le règlement concernant les barrages entré en vigueur en juillet 1957 donna une base légale à l'appui de la mise en place d'un système d'alarme. Toutefois, le système devait être amélioré et une commission technique reçut le mandat d'établir un cahier des charges pour un nouveau système. Une définition plus concrète du système alarme-eau fut introduite dans la version de 1957 du Règlement concernant les barrages. On distingue pour la première fois une zone rapprochée étendue à 2 heures au maximum (contre 20 minutes auparavant) et une zone éloignée. Les moyens d'alarme mis en place dans chaque zone sont différents. Par ailleurs, il fut aussi décidé l'emploi du système alarme-eau également en temps de paix et de l'étendre à toutes les autres formes possibles d'atteinte à la sécurité des barrages. Une nouvelle révision en 1985 du Règlement concernant les barrages apporta encore plus de détails relatifs à la mise en service d'un système complexe pouvant être engagé dans un délai d'une heure et fonctionner sans conduite. L'introduction de degrés de préparation et la définition de critères pour le déclenchement de l'alarme-eau étaient également des nouveautés. Par la suite, un groupe de travail s'attela à un concept «Alarme-eau 2000», car le renouvellement de l'installation de télécommande était notamment devenu nécessaire. L'Ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation entrée en vigueur au 1er janvier 1999 fixe que tout ouvrage d'accumulation ayant une capacité de supérieure à 2 millions de m³ doit être muni d'un système alarme-eau. Cependant, il précise également que le concept d'alarme-eau s'applique aussi aux ouvrages de moindres dimensions, c'est-à-dire à ceux pour lesquels il n'y a pas lieu d'envisager une menace militaire. Les exigences de la protection de la population ne doivent en effet pas dépendre du volume de la retenue.

Suite aux nouvelles bases légales, le domaine de l'alarme-eau incombe désormais à la protection de la population. Une ordonnance sur l'alarme définit les compétences. Des directives fixent les moyens à mettre en œuvre et règlent les compétences en ce qui concerne l'organisation et le déroulement des opérations.

⁹ Voir également, partie VIII, section 3.3.

2.3 Regard vers le futur

2.3.1 Introduction

Dans le futur, les barrages continueront à jouer notamment un rôle essentiel pour l'alimentation en eau potable, la mise à disposition d'eau pour l'irrigation et l'énergie hydraulique surtout dans les pays ayant un gros potentiel de développement. En outre, il ne faut pas omettre la protection contre les crues. Depuis 2001, le nombre des barrages en construction plus haut que 60 m dans le monde se situe entre 320 et 370 (fig. 2.28).

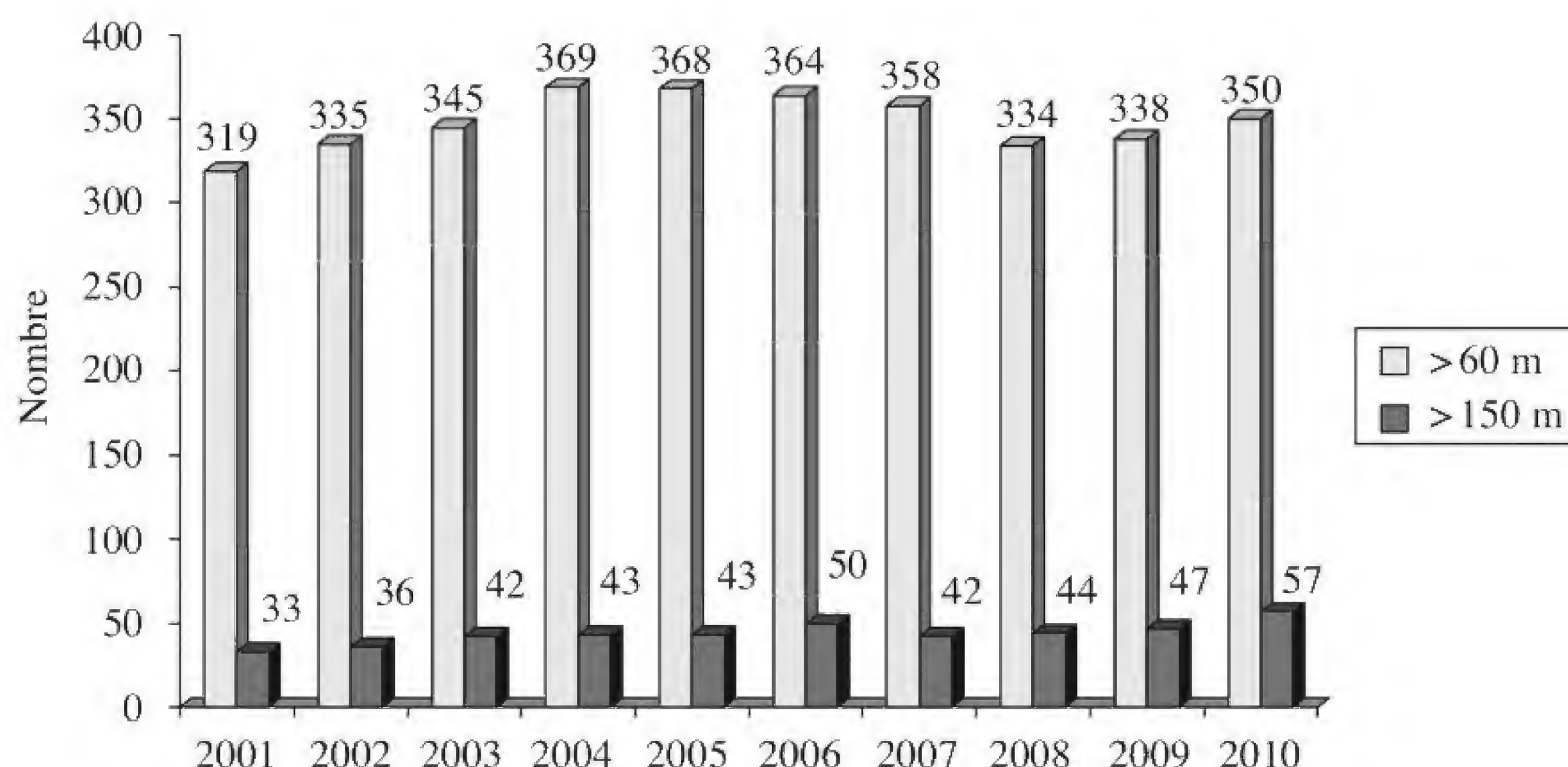


Fig. 2.28 Nombre de barrage en construction depuis 2001 (selon Hydropower & Dams, 2010).

2.3.2 Activités futures en Suisse

L'épopée de la construction de grands barrages en Suisse est aujourd'hui pratiquement achevée, car les sites techniquement les plus intéressants sont en majorité exploités. Le chantier important le plus récent d'un barrage en Suisse est celui de la surélévation entre 1995 et 1997 du barrage-voûte de Luzzone, construit au début des années 1960 et dont la hauteur a été portée de 208 à 225 m (fig. 2.29). Un autre projet d'envergure concernant la surélévation de 23 m du plan de la retenue du Grimsel (barrages de Spitallamm et de Seeuferegg) est en cours d'étude et devrait se concrétiser.

Ces derniers exemples montrent que le domaine des barrages reste attractif pour les projecteurs, les constructeurs et les exploitants. En effet, par la diversité de ses affectations, il offre des perspectives intéressantes non seulement pour des projets de transformation ou de modernisation d'ouvrages existants, mais également pour de nouveaux projets. Il s'agit aussi de veiller à la bonne santé des ouvrages existants. Avec le vieillissement des structures et des équipements, quelques problèmes doivent être examinés, telles l'évolution des bétons de masse (fluage à long terme, réaction alcali-agrégats) ou la tenue des fondations (développement de sous-pressions, conservation des réseaux de drainage).

A court terme, la surveillance et l'entretien des barrages de toutes dimensions restent des tâches essentielles afin de garantir leur sécurité. Si l'organisation de ces activités pour des grands et moyens ouvrages est assurée depuis de nombreuses décennies, celle des petits ouvrages doit être encore réglée.



Fig. 2.29 Barrage-voûte de Luzzone (TI), surélevé de 208 à 225 m.

En ce qui concerne les aménagements hydroélectriques, l'avenir de la force hydraulique s'inscrit dans le cadre du développement durable. Plusieurs paramètres socio-économiques et écologiques influenceront les exploitants dans leurs investissements futurs, à savoir l'ouverture du marché, l'évolution de l'offre et de la demande, des prix de l'électricité et des coûts de construction, redevances hydrauliques et de la politique. Tout d'abord, de nombreuses concessions arrivent à échéance. Au moment de les renouveler, l'évaluation de la sécurité des ouvrages parfois vétustes est une phase nécessaire qui conduit dans la plupart des cas à devoir envisager des travaux de confortement et de réhabilitation importants, voire le remplacement des équipements électromécaniques des ouvrages de décharge. D'autres mesures peuvent être prises avant cette échéance pour procéder à la modernisation et à l'optimisation des installations existantes. L'idée de surélever un barrage pour augmenter la capacité de son bassin d'accumulation est une option réaliste. Les projets de pompage-turbinage redeviennent d'actualité. Ils présentent les avantages de stocker de l'énergie hydraulique et de valoriser l'énergie de base des centrales non réglables (thermiques, solaires, éoliennes) produite en dehors des heures de consommation. Une trentaine de sites potentiels avaient été évalués au cours des années 1970. Aujourd'hui, on recherche à combiner ce type d'ouvrage avec des aménagements à accumulation existants en les équipant de nouvelles adductions d'eau et en augmentant la capacité de retenue. Par exemple, le projet de pompage turbinage de Nant de Drance, dont les travaux ont commencé en 2009, utilisera la dénivellation entre les lacs de retenue d'Emosson et de Vieux Emosson (VS). La mise en service de ces installations entièrement souterraines devra se faire progressivement dès 2015.

Si la majorité des retenues a été créée en vue de produire de l'énergie hydraulique, la construction de bassins pour le stockage d'eau pour la production de neige artificielle s'est fortement développée vers la fin des années 1990. Ces ouvrages sont généralement implantés hors rivière, sur un replat ou à flanc de coteau ; une grande partie de la cuvette artificielle peut être réalisée par excavation. Compte tenu des conditions locales et de la disponibilité en matériaux, le recours à un barrage en remblai est fréquent. Il ne fait pas de

doute que les exploitants de remontées mécaniques vont encore continuer à utiliser ce moyen pour garantir au mieux l’enneigement des pistes. Enfin, un aménagement hydraulique peut aussi favoriser la création de biotopes et de zones de loisirs.

Les dangers naturels (crues, avalanches, laves torrentielles) engendrent chaque année des dégâts pour des sommes considérables. Le besoin accru de sécurité va conduire à la conception et à la réalisation de nouveaux ouvrages de protection tels des bassins de rétention de crues ou des digues contre avalanches. Certains moyens de protection devront être reconsidérés, améliorés et complétés. En Suisse, les bassins d’accumulation des aménagements hydroélectriques existants sont en règle générale des retenues à but unique. Ils peuvent être convertis en retenue à buts multiples en réservant un volume bien défini de la retenue pour le stockage des apports de crue. Cette solution a déjà trouvé une application et d’autres pourraient suivre. Pour maintenir si nécessaire le volume utile des retenues, différentes solutions sont possibles, telles la surélévation du barrage, la création d’un réservoir d’appoint communicant ou par adjonction d’un aménagement de pompage-turbinage saisonnier. Il est possible de recourir à un modèle de prévision des crues afin de parvenir à une gestion la plus favorable des retenues. C’est le but que s’est fixé le canton du Valais en développant le projet Minerve pour simuler le comportement hydraulique global des bassins versants et des aménagements hydroélectriques valaisans. Ce modèle doit améliorer les bases de décision des responsables cantonaux (Raboud *et al.*, 2001 ; Jordan *et al.*, 2008).

La recherche et le développement travaillent depuis de nombreuses années pour permettre les progrès technologiques. Divers problèmes ont été abordés tels la sécurité sous sollicitation dynamique, les crues extrêmes, le comportement à long terme des barrages et le comportement des fondations. Il est bien entendu que ces sujets ne sont pas clos. Les problèmes liés à la sécurité et au comportement global des barrages continueront d’occuper les chercheurs. On peut citer le comportement d’ouvrages submergés, le comportement à long terme des revêtements et des drainages, ainsi que l’alluvionnement des retenues. Pour le suivi du comportement des barrages, on peut se préoccuper du développement de la saisie et du transfert des données, ainsi que de méthodes de mesures et d’analyse. Enfin, de nouvelles méthodes de construction de plus en plus appliquées, par exemple le béton compacté au rouleau (BCR), peuvent faire l’objet d’études particulières.

L’expertise suisse dans le domaine des barrages est reconnue et offre ainsi la possibilité d’être aussi présente à l’étranger. En effet, la demande pour la construction d’ouvrages hydrauliques et de barrages en particulier est et sera très forte au niveau mondial. Logiquement la stratégie qui s’impose est celle d’une expansion tournée vers l’extérieur. Pour maintenir ses compétences, la Suisse doit aspirer à la vision suivante : «Au XXI^e siècle, la Suisse assumera un rôle prédominant dans la réalisation mondiale des aménagements hydrauliques à buts multiples respectueux de l’environnement» (Schleiss, 1999). L’industrie et l’ingénierie suisses ont les capacités de réaliser cette vision grâce à une expérience plus que centenaire des

Tableau 2.30 Perspectives pour les ingénieurs dans le domaine des barrages.

	Suisse	Monde
Conservation des ouvrages existants	☆☆☆	☆☆
Extension des ouvrages existants (surélévation)	☆☆	☆
Reconstruction	☆	☆☆
Renouvellement		
Nouveaux ouvrages	☆	☆☆☆

☆ peu important, ☆☆ important, ☆☆☆ très important

constructions hydrauliques et leur renommée mondiale acquise depuis les années 1960 par la réalisation de plus de 120 grands barrages hors de Suisse. La réussite de ce challenge ne sera possible qu'en réunissant les compétences de tous les participants à un groupement d'intérêt de type « pole ». Il s'agit de réunir les compétences de l'industrie, des entreprises de construction, des bureaux d'ingénieurs, des sociétés de production et de distribution électriques, des milieux financiers et des écoles polytechniques (Schleiss, 1999).

En résumé, les perspectives de l'ingénieur civil dans le domaine des barrages sont encore réelles, comme le montre le tableau 2.30.

3. Les différents types de barrages



Barrage-poids-voûte de Sambuco en Suisse, hauteur 130 m, année de mise en service 1956
(photo © Forces aériennes suisses).

3.1 Introduction

Selon la nature du matériau de construction utilisé, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- les barrages en béton,
- les barrages en remblai (digues).

Certains anciens barrages, datant pour la plupart du XIX^e siècle, ont été réalisés en maçonnerie. Ils sont en règle générale assimilés aux barrages en béton, car par leur forme, ils peuvent presque toujours être classés parmi les barrages-poids.

A cette classification, on peut ajouter les barrages hybrides ou composés. En effet, certains grands barrages peuvent comprendre des sections en béton et en remblai mises côte à côte. L'exemple fréquent est celui d'une construction en béton comportant un évacuateur de crue flanqué de barrages en remblai soit d'un côté soit de part et d'autre. Dans d'autres cas, la section de l'ouvrage est constituée de plusieurs types de matériaux. Il existe aussi des barrages où un remblai vient s'appuyer sur un mur en maçonnerie. En outre, il faut mentionner les barrages de retenue pour le stockage de stériles miniers. Ils sont constitués de remblais successifs dont les matériaux utilisés (sol naturel, stérile minier, débris de roche) sont de qualité variable¹.

3.2 Les barrages en béton et en maçonnerie

3.2.1 Introduction

A part quelques exceptions (p. ex. barrages en rivières), les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. Comme l'illustre la figure 3.1, on distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles.

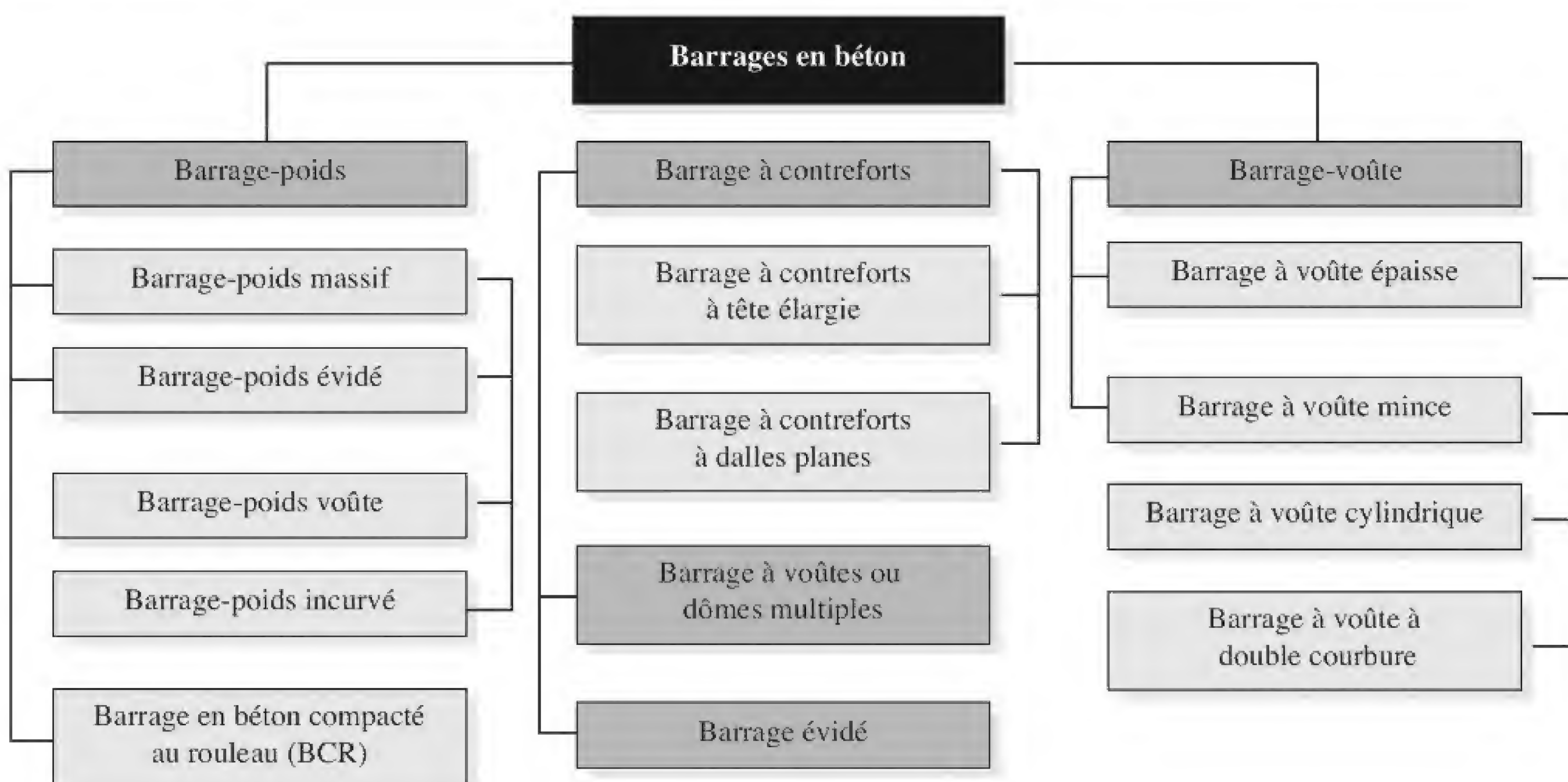


Fig. 3.1 Les familles de barrages en béton.

¹ Ces deux derniers types d'ouvrage ne sont pas traités dans ce livre.

Les trois types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique et leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau.

- Le *barrage-poids*, comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids. Le barrage-poids est constitué d'éléments massifs juxtaposés, nommés plots. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles entre les plots, dans ce cas on parle de barrage-poids évidé. Une autre solution consiste à concevoir un barrage-poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives.
- Le *barrage à contreforts* résiste également à la poussée de l'eau par son poids propre, mais un certain nombre de dispositions permettent de diminuer le volume de béton par rapport au barrage-poids. Ce type de barrage est formé d'éléments juxtaposés, nommés contreforts, dont la géométrie est complexe. Chaque contrefort est constitué d'un masque continu à l'amont et d'une âme et reprend l'effort exercé par la poussée de l'eau. Les contraintes dans le corps du barrage et au contact avec la fondation sont plus élevées que pour un barrage-poids de même hauteur. Le barrage à voûtes multiples entre aussi dans la catégorie des barrages à contreforts.
- Le *barrage-voûte* est une structure tridimensionnelle agissant comme un voile ou une coque. Il présente une forte courbure en plan et transmet une partie importante des efforts sur les flancs de la vallée. Lorsque toutes les conditions nécessaires sont réunies, il permet d'économiser un volume important de béton par rapport aux deux types précédents.

La figure 3.2 montre schématiquement les coupes-type de ces ouvrages en béton.

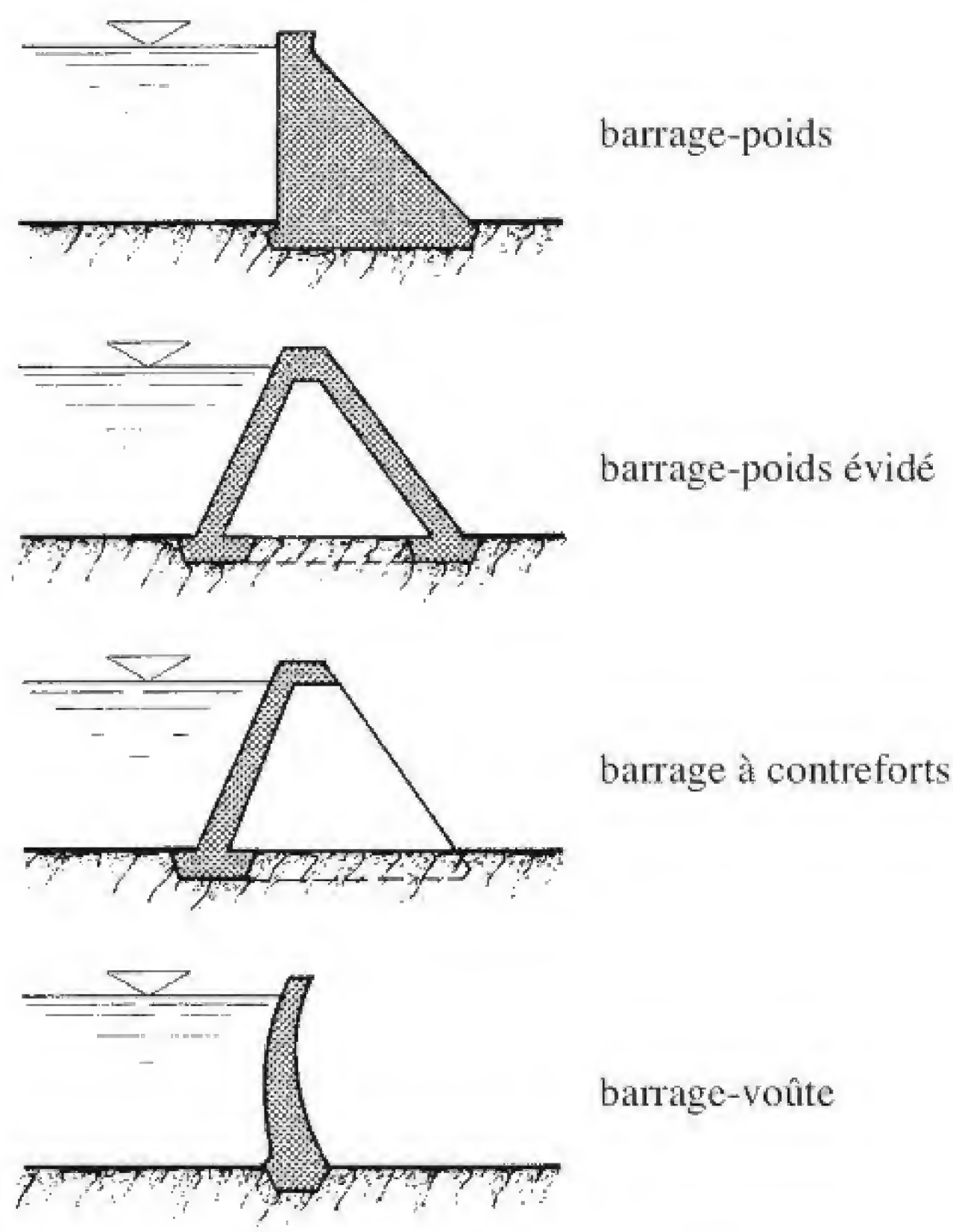


Fig. 3.2 Coupes-type des barrages en béton (tiré de Mason, 1997).

Les barrages en béton ont des points communs. D'une part, l'ouvrage est constitué de béton de masse, non armé², mis en place à une cadence élevée avec des moyens fortement mécanisés. D'autre part, de manière générale, la géométrie est optimisée de sorte à éviter l'apparition de tractions dans le béton en quelque point que ce soit de l'ouvrage pour des conditions normales d'exploitation. Cependant, des contraintes de traction ou l'apparition de fissures ne mettant pas en cause l'intégrité structurale peuvent être tolérées en cas de charges exceptionnelles, tel un séisme.

Les barrages en béton, quel que soit leur type, sont construits en plots (ou blocs) individuels de 12 à 19 m de largeur séparés par des joints de contraction. L'épaisseur du barrage fixe la dimension du plot dans la direction longitudinale (entre 3 et 30 m). Chaque plot est bétonné en levées de 1.5 à 3.5 m, conduisant à des étapes de bétonnage pouvant atteindre les 1500 m³ (fig. 3.3).

Ce mode de construction permet de :

- faciliter le bétonnage en adaptant le volume des étapes à la production journalière,
- contrôler et faciliter le dégagement de la chaleur d'hydratation,
- éviter la fissuration de retrait en permettant l'ouverture des joints.

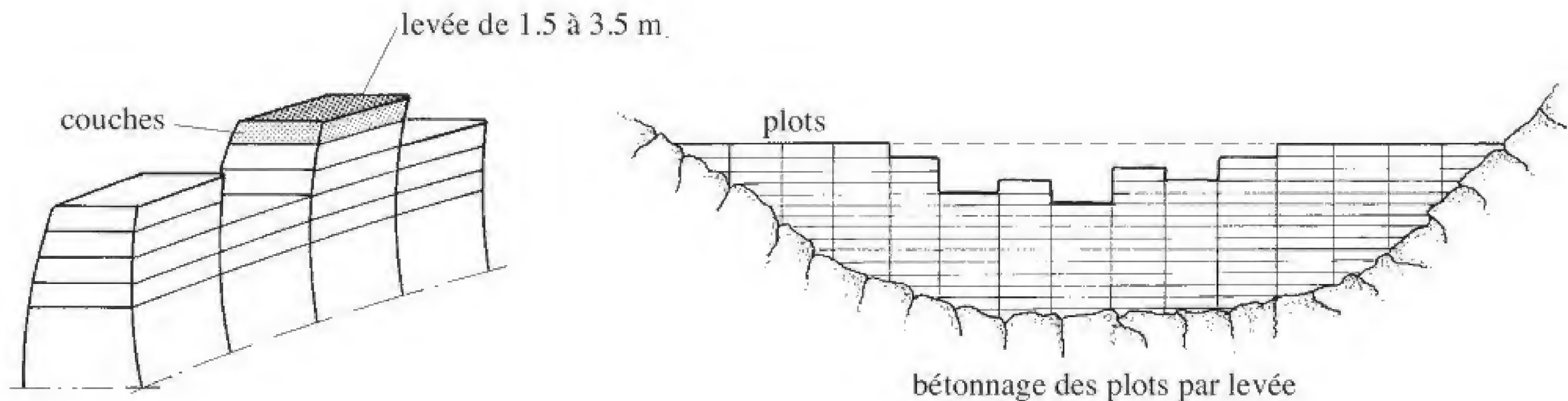


Fig. 3.3 Barrages en béton – étapes de bétonnage en escaliers.

² Dans le cas de barrages en béton dont les sections sont relativement «minces» et l'effet de la température sensible (par exemple les barrages à voûtes multiples, barrages prises d'eau ou évacuateurs de crues), le recours à des armatures peut se révéler nécessaire.

3.2.2 Les barrages-poids

La plupart des barrages-poids sont massifs et pleins avec un profil triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5 %). Le parement aval est incliné avec un fruit de 75 à 80 % (fig. 3.4). Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures. Il est fondé sur rocher.

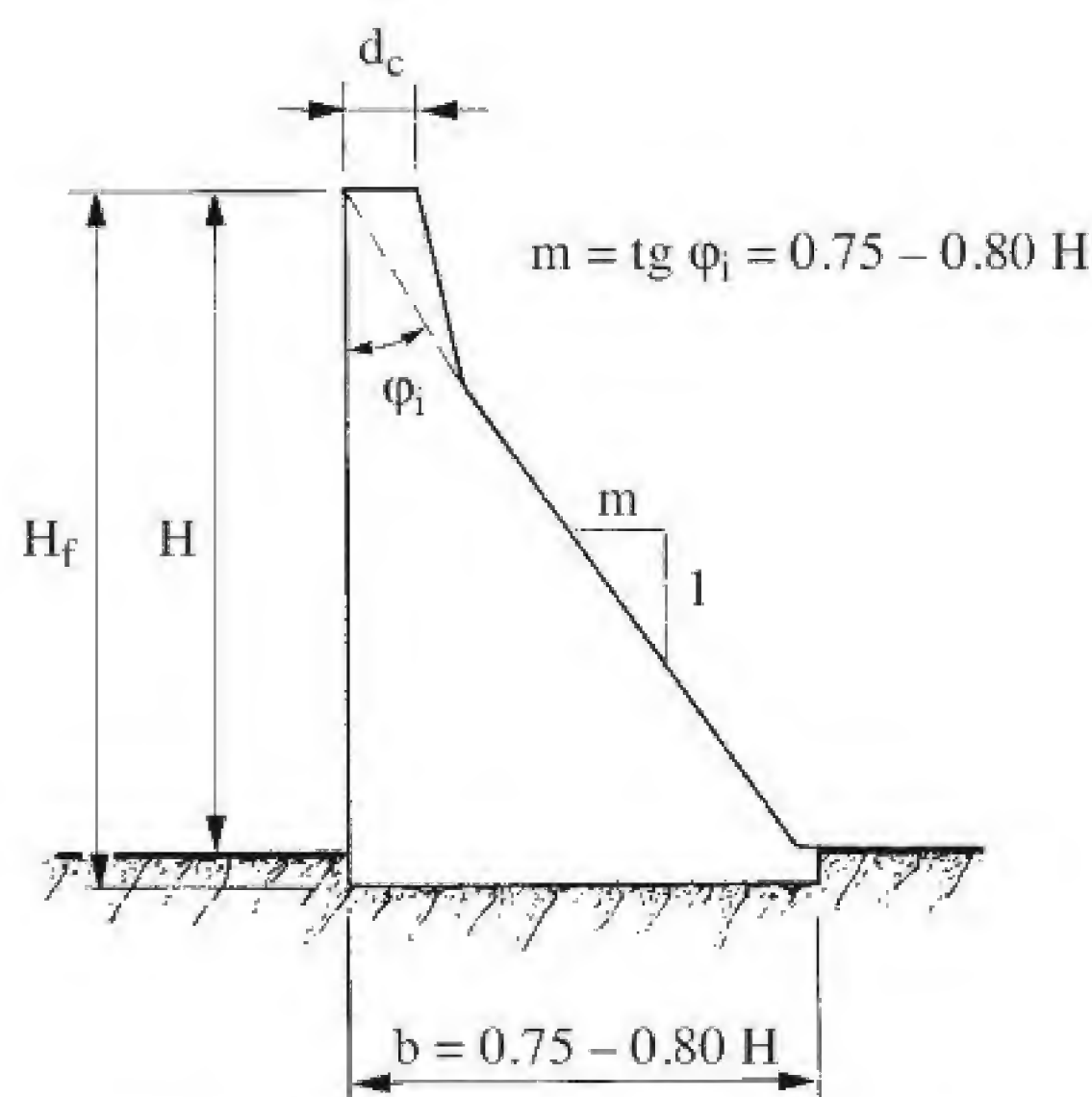


Fig. 3.4 Profil-type d'un barrage-poids.

Le barrage-poids n'est pas limité dans sa longueur et s'adapte bien aux vallées larges. Il peut être rectiligne, polygonal ou légèrement incurvé pour s'adapter aux besoins de la géologie et de la topographie. Lorsque la courbure est forte, celle-ci influence la statique de l'ouvrage par un effet tridimensionnel. Le terme de barrage-poids incurvé ou de barrage-poids voûte est alors utilisé.

Les barrages-poids sont constitués d'une succession de plots (parfois aussi appelés blocs), de 12 à 19 m de largeur. Ces blocs sont séparés par des joints (1 à 3 mm) qui sont libres de s'ouvrir ou de se fermer selon les conditions. Ces joints de dilatation sont en fait les joints de retrait qui s'ouvrent lors du refroidissement du béton. Ces joints sont munis d'un système d'étanchéité à l'amont (par exemple, au moyen de bandes *waterstop*).

Le barrage-poids par la simplicité de ses formes a été autrefois le type fréquemment utilisé. Il est toutefois incontestable que le béton est mal utilisé (notamment en raison de contraintes trop faibles) et l'ouvrage peut ne pas être la solution la plus économique. Comme le coût d'un barrage-poids est directement lié au volume de béton mis en place, les ingénieurs ont cherché à supprimer du béton là où il est le moins bien utilisé. C'est dans ce but qu'ont été conçus les barrages-poids à joints évidés, solution qui permet de réduire les sous-pressions (fig. 3.5). L'économie réalisée croît avec la hauteur du barrage. La largeur de l'évidement résulte d'un calcul économique. Pour compenser le poids de béton supprimé, le parement amont est incliné (jusqu'à 10 %) pour bénéficier d'une composante verticale de la poussée de l'eau. Les évidements permettent d'observer le comportement de la fondation et en particulier celui des drains. En cas de besoin, il est possible d'effectuer des travaux supplémentaires d'étanchement.

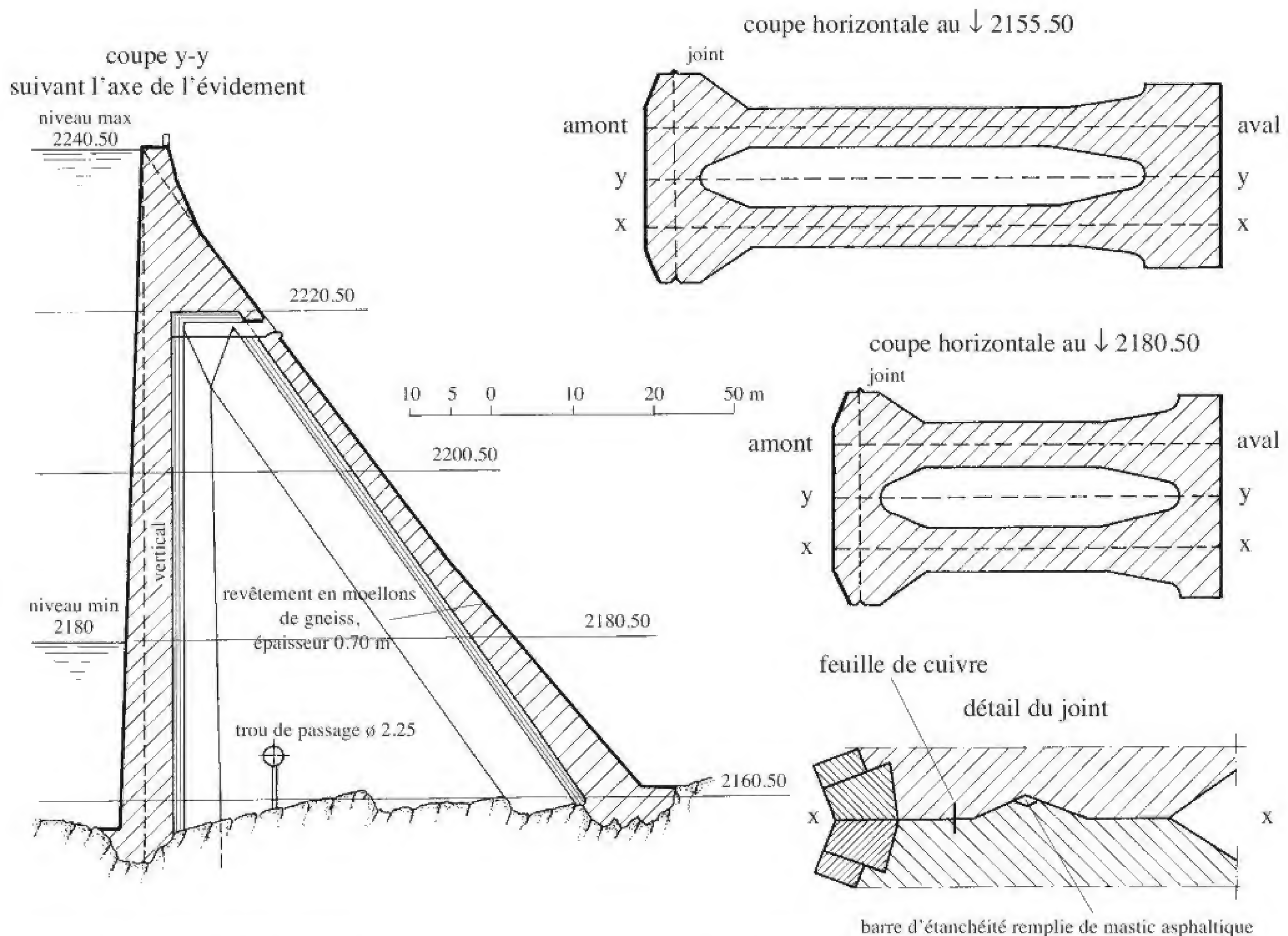


Fig. 3.5 Coupes transversale et horizontales du barrage de la Dixence, premier barrage-poids évidé construit en Suisse (tiré de BTSR, 72^e année, 16 février 1946, N° 4, Le barrage de Dixence, A. Stucky, p. 42).

3.2.3 Les barrages à contreforts

Le barrage à contreforts, toujours réalisé en béton, a une forme triangulaire et ses faces amont et aval sont inclinées (fig. 3.6). Les contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations, qui doivent être de qualité permettant des sollicitations en général élevées. Afin de réduire les contraintes au sol, la base des contreforts peut être élargie. Comme dans le cas des barrages-poids, les contreforts sont construits côte à côte et sont séparés par un joint vertical. En raison des espaces vides qu'il comporte, le volume de béton est bien entendu plus faible que celui d'un barrage-poids équivalent. Par contre, la surface de coffrage est plus importante et la mise en place du coffrage plus ardue.

On distingue plusieurs types de barrages à contrefort selon la forme même du contrefort. Sur la section horizontale schématisée de la figure 3.6, on distingue clairement les deux zones du contrefort d'un barrage à contrefort :

- La *tête*, dont la largeur est de 12 à 14 m. La tête du contrefort de la figure 3.6 est appelée tête élargie ou tête en forme de diamant. Cette solution est la plus répandue. Toutefois, d'autres formes de tête sont parfois choisies et différentes solutions sont illustrées à la figure 3.7. Les têtes sont munies d'un gousset dans leur partie aval pour transmettre à l'âme les efforts de la poussée de l'eau. Le changement de section est progressif pour favoriser la transmission des efforts. Enfin, il faut noter qu'une bande d'étanchéité est située dans le joint entre deux têtes juxtaposées.

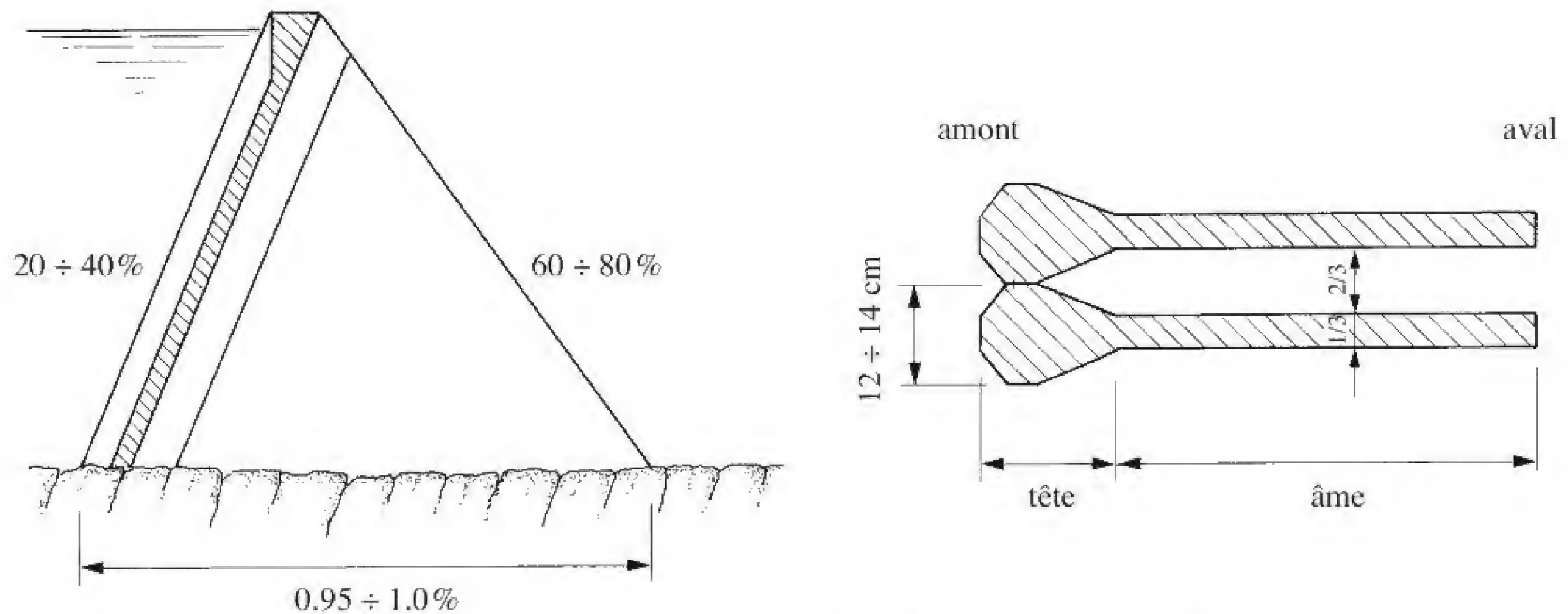


Fig. 3.6 Barrage à contreforts: profil-type et section horizontale.

- L'âme, dont l'épaisseur est le plus souvent constante et de l'ordre du tiers de la largeur de la tête. Dans certains cas, l'âme est élargie à l'aval pour diminuer les contraintes. Le changement de section doit alors être progressif pour limiter les concentrations de contraintes.

L'épaississement de l'âme à l'aval peut dans certains cas atteindre la largeur de la tête, de sorte que le barrage forme à l'aval un parement continu. Ce masque aval peut être souhaité pour rendre les contreforts plus résistants aux sollicitations dynamiques ou pour protéger l'âme des effets du gel. La mise en place d'étrésillons horizontaux entre les âmes des contreforts est également une mesure pour reprendre les efforts latéraux en cas de tremblement de terre.

Pour limiter encore le volume de béton, certaines solutions originales ont été développées pour des cas particuliers :

- Les contreforts à dalles planes, mais ces ouvrages sont particulièrement sensibles aux séismes.
- Les barrages à voûtes multiples ou à dômes multiples, constitués de voûtes minces s'appuyant sur des contreforts. Dans ce type d'ouvrages, les effets de température provoquent des contraintes de tractions importantes dans les voûtes, lesquelles doivent être armées en conséquence.

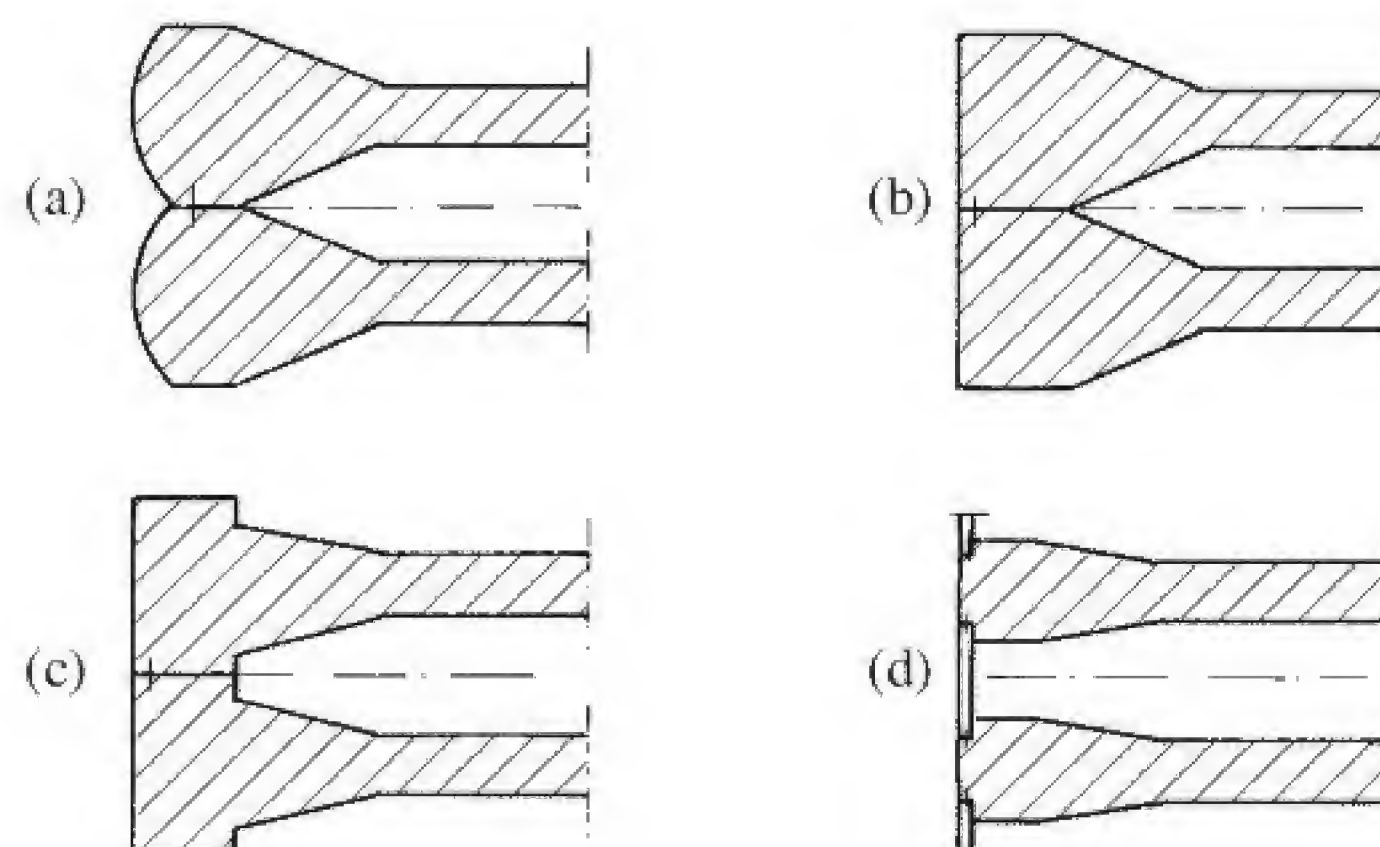


Fig. 3.7 Barrage à contreforts: différentes formes de la tête des contreforts: (a) à tête ronde; (b) à tête en forme de marteau; (c) à tête en forme de T; (d) à dalles planes.

Parmi tous les types de barrages évoqués jusqu'à présent, ces deux derniers types constituent certainement les ouvrages les plus légers. Pour assurer la stabilité au glissement du contrefort, il est nécessaire de compenser le manque de charge verticale dû au poids propre par une composante verticale importante de la poussée de l'eau. Cette force est mise en œuvre en inclinant très fortement le parement amont du barrage, jusqu'à 100 % (fig. 3.9). Le barrage des Marécottes (VS/1925/H = 19 m) et le barrage d'Oberems (VS/1927/H = 11 m) sont deux exemples de barrages à voûtes multiples construits en Suisse (fig. 3.10).



Fig. 3.8 Barrage à contreforts de Lucendro (TI) H= 73 m.

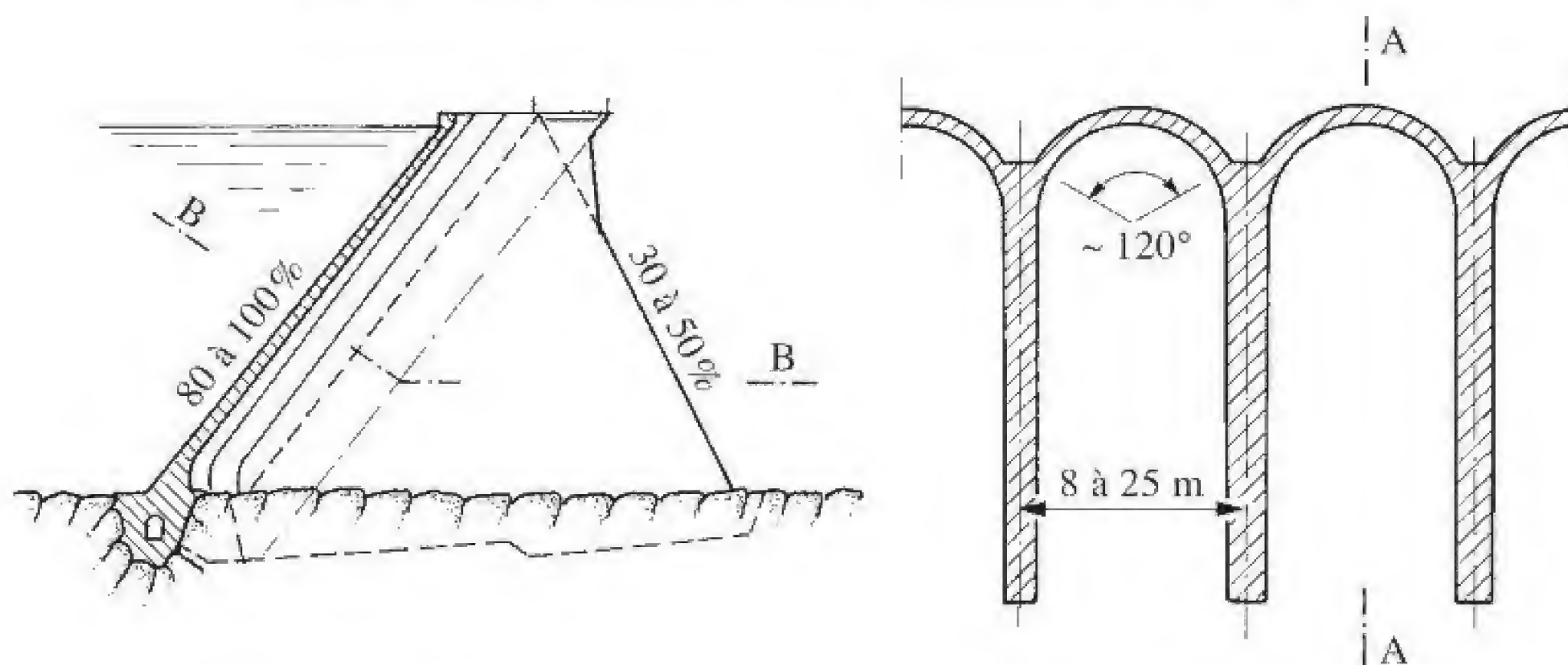


Fig. 3.9 Barrage à voûtes multiples : profil-type et section horizontale.



Fig. 3.10 Exemples de barrage à voûtes multiples : vue amont du barrage d'Oberems et vue aval du barrage des Marécottes (photos H. Pougatsch).

3.2.4 Les barrages-voûtes

Le barrage-voûte est incurvé en plan. Il est dans tous les cas construit en béton. A priori, le barrage-voûte nécessite la mise en place de sensiblement moins de béton que le barrage-poids. Le matériau est également beaucoup mieux utilisé. Du fait de sa courbure, une part importante des efforts dus à la poussée de l'eau est transmise aux flancs de la vallée.

Pour illustrer cet effet tridimensionnel, on peut modéliser le barrage-voûte par une série d'éléments porteurs horizontaux et verticaux, selon la figure 3.11 :

- les éléments porteurs horizontaux sont des poutres courbes à deux appuis, les arcs,
- les éléments porteurs verticaux sont des poutres consoles.

Dans un tel modèle très simplifié, la poussée de l'eau appliquée au point d'intersection de deux éléments se répartit selon le rapport de leurs rigidités respectives. Il apparaît évident dans ce contexte que les arcs sont des éléments beaucoup plus rigides que les consoles (de par leur hyperstaticité), et que les efforts dus à la poussée de l'eau sont par conséquent guidés de manière préférentielle vers les flancs de la vallée. Il faut relever que les efforts verticaux sont également transférés de la zone centrale vers les appuis latéraux par l'effet des arcs plongeants et d'un basculement d'ensemble du barrage. En outre, la poussée de l'eau engendre des efforts tranchants intenses, auxquels il est essentiel de porter une attention particulière lors de l'analyse de la résistance de la base des consoles (§ 15.6.3).

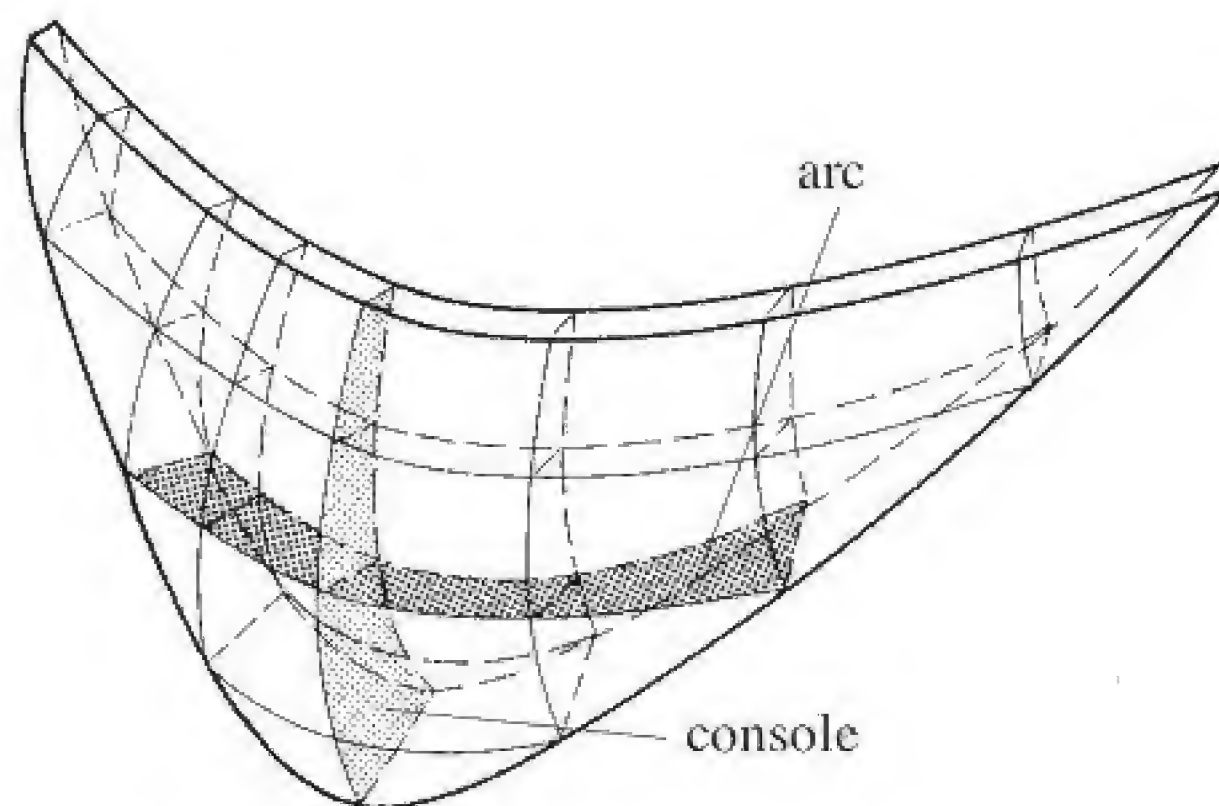


Fig. 3.11 Barrage-voûte : modèle statique simplifié.

Plus la voûte est mince plus le rapport des rigidités tend à diriger les efforts vers les flancs de la vallée. On distingue ainsi les barrages à voûte mince, dont l'épaisseur à la base est de l'ordre de 10 à 20 % de la hauteur, et les barrages à voûte épaisse, dont l'épaisseur à la base dépasse 25 % de la hauteur. D'autre part, on distingue les barrages-voûtes cylindriques (à courbure horizontale seulement, simple courbure) et les barrages-voûtes à double courbure (horizontale et verticale) (fig. 3.12).

Dans la première moitié du XX^e siècle, plusieurs barrages à voûtes cylindriques ont été réalisés dans des vallées particulièrement étroites. Ces barrages ont une courbure constante de la fondation jusqu'au couronnement. Certains des barrages cylindriques de faible épaisseur ne sont pas exempts de légères tractions, de ce fait une armature doit être prévue (Serra / VS / H = 22 m ; St-Barthélémy C / VS / H = 51 m).

Dans la conception moderne des barrages-voûtes, les arcs circulaires sont remplacés par des arcs paraboliques, elliptiques ou en spirales logarithmiques afin d'obtenir une meilleure orientation des poussées des arcs contre le rocher de fondation. Les parements à double courbure ont été généralisés.

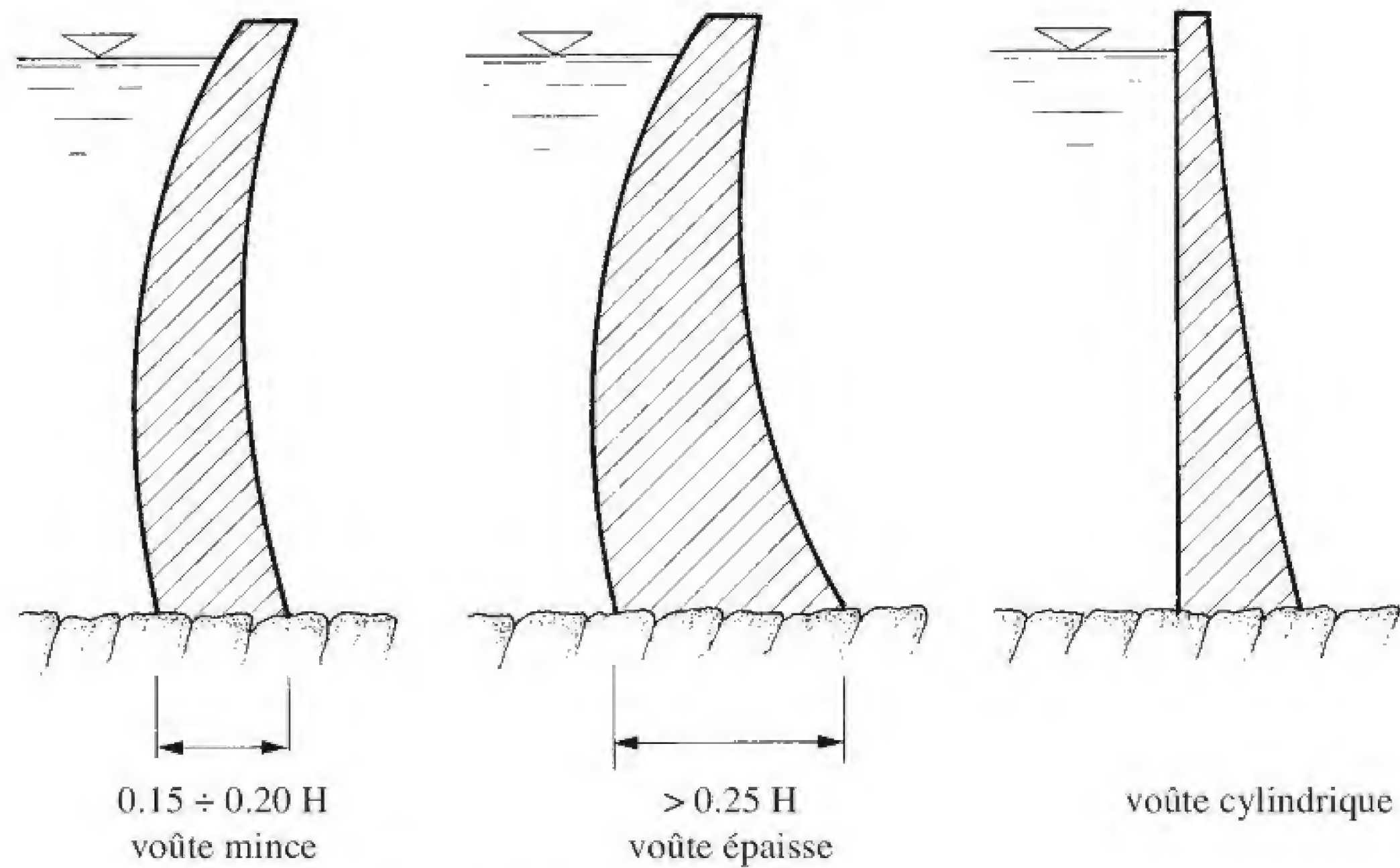


Fig. 3.12 Profils-types de barrages-voûtes.

Les arcs peuvent avoir une épaisseur constante avec un élargissement progressif vers les appuis de façon à former un gousset (fig. 15.7). Une autre solution (moins économique) consiste à prévoir des arcs d'épaisseur progressivement croissante.

Comme le barrage-poids, le barrage-voûte est construit en plots juxtaposés, mais une différence constructive essentielle les distingue. Alors que les joints séparant les plots du barrage-poids sont ouverts, les joints d'un barrage-voûte sont injectés avec du coulis de ciment pour rendre la voûte monolithique et assurer la transmission des efforts horizontaux jusqu'aux rives. Cette injection s'effectue avant le premier remplissage de la retenue et dans des conditions thermiques données (en Suisse, en général en hiver), de sorte que la résultante des charges extérieures crée toujours une compression dans ces joints (fig. 3.13).

De par son système statique, le barrage-voûte sollicite de manière importante la fondation sur les flancs de la vallée. Ceux-ci doivent être résistants et peu déformables. Alors que le barrage-poids peut s'adapter à n'importe quelle forme et n'importe quelle largeur de vallée, le barrage-voûte nécessite des caractéristiques topographiques bien particulières et les vallées relativement étroites sont les plus favorables.

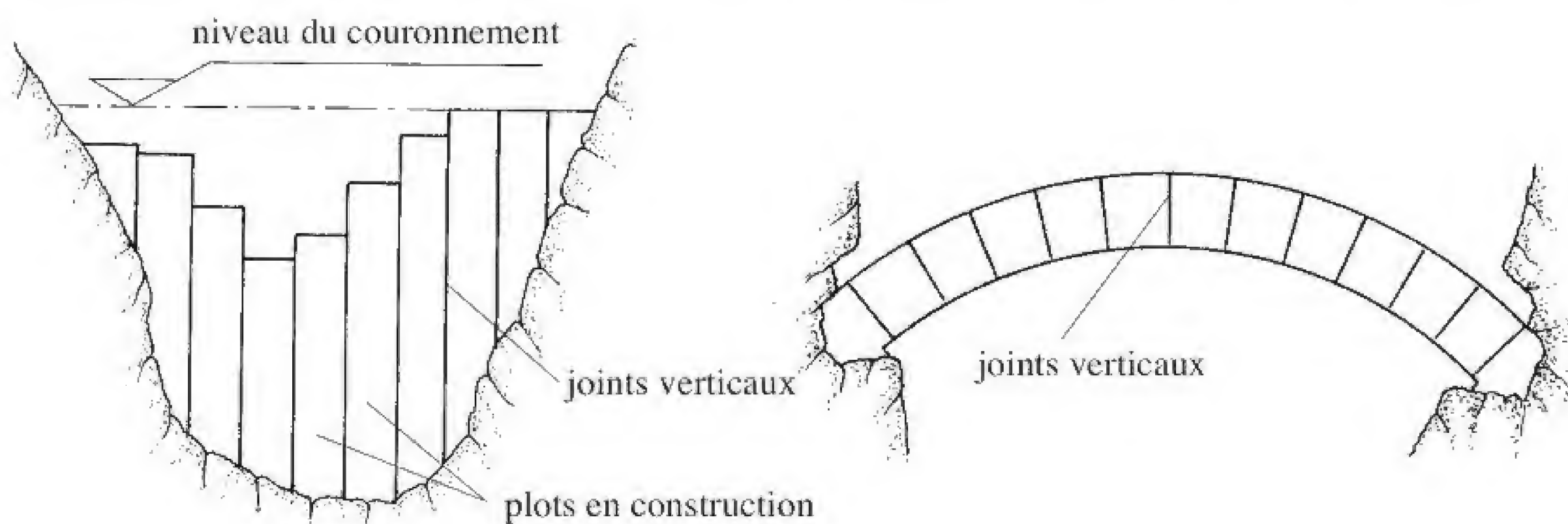


Fig. 3.13 Barrage-voûte : mode de construction avec joints verticaux injectés.

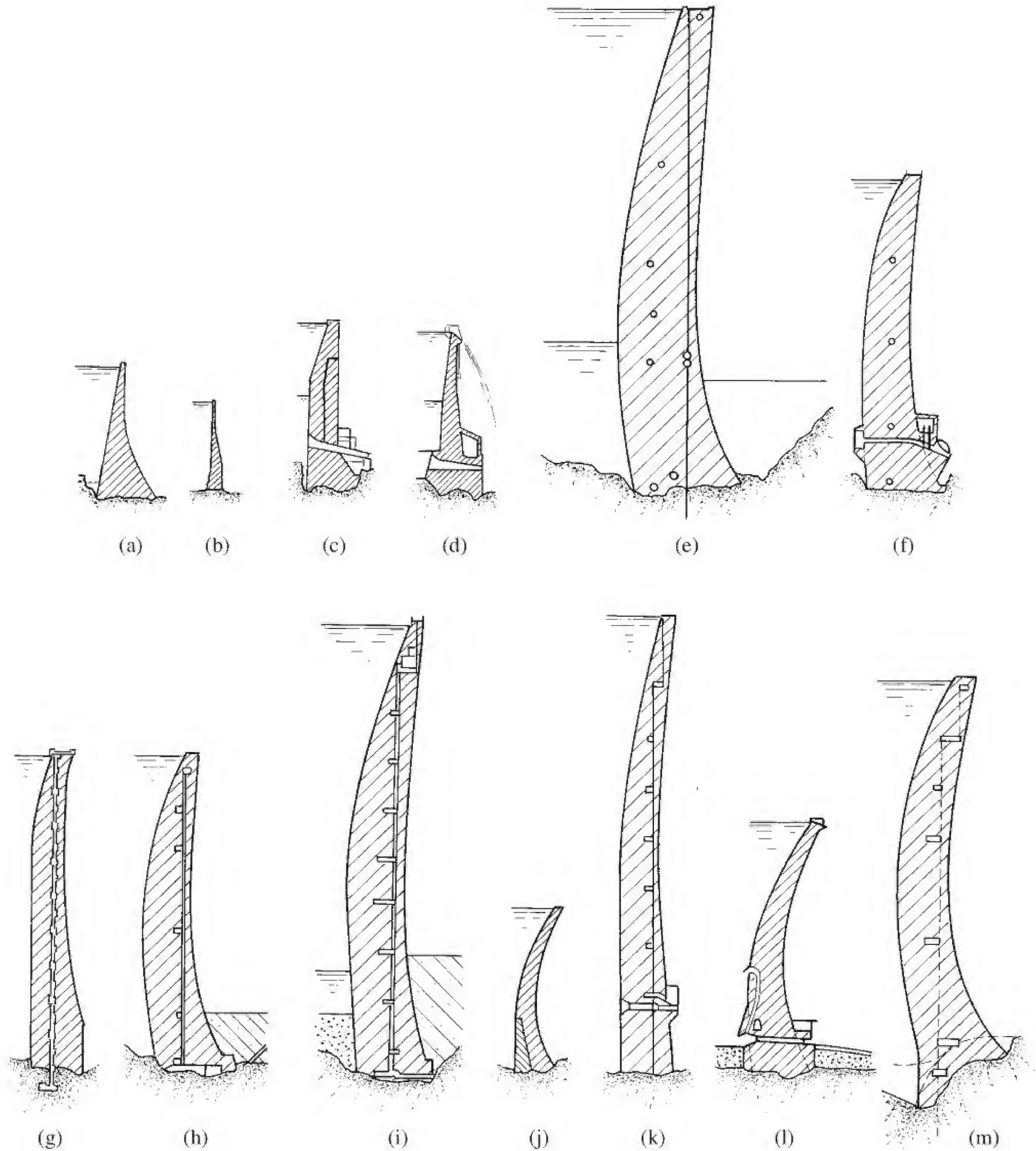


Fig. 3.14 Exemples de coupes-type de barrages-voûtes construits en Suisse entre 1920 et 1974 classés chronologiquement: (a) Montsalvens (1920; $H = 55$ m), (b) Pfaffensprung (1921; $H = 32$ m); (c) Rossens (1947; $H = 83$ m); (d) Chatelôt (1953; $H = 74$ m); (e) Mauvoisin (1957; $H = 237$ m); (f) Zervreilla (1957; $H = 151$ m); (g) Zeuzier (1957; $H = 156$ m); (h) Moiry (1958; $H = 148$ m); (i) Luzzzone (1963; $H = 208$ m); (j) les Toules (1963; $H = 86$ m); (k) Contra (1965; $H = 220$ m); (l) Gebidem (1967; $H = 122$ m); (m) Emosson (1974; $H = 180$ m).

On définit l'élancement d'un barrage λ par le rapport :

$$\lambda = \frac{\text{longueur développée du couronnement (L}_c\text{)}}{\text{hauteur du barrage (H}_c\text{)}}$$

En règle générale, on admet que l'élancement λ ne doit pas dépasser 4 à 5 (exceptionnellement 6). Ce facteur limite dépendra en particulier de la géologie du site. Pour montrer la variété des formes des barrages-voûtes, des coupes types d'ouvrages construits en Suisse ont été rassemblées dans la figure 3.14.

3.2.5 Les barrages en béton compacté au rouleau BCR

Depuis la fin des années 1970, une nouvelle technologie s'est développée pour optimiser la construction de barrages-poids : le béton compacté au rouleau BCR (*Roller Compacted Concrete*, RCC). La mise en place de béton BCR permet d'utiliser des bétons très secs, très faiblement dosés en ciment. Les résistances obtenues, particulièrement faibles, sont compatibles avec les exigences des barrages-poids qui s'opposent à la poussée de l'eau par leur poids propre. On exploite au mieux les propriétés du béton en mettant en œuvre des techniques de mise en place et de compactage qui sont issues des barrages en remblai, de façon à minimiser la main-d'œuvre nécessaire à la construction.



Fig. 3.15 Exemple de barrage BCR (Rialp en Espagne, photos A. Schleiss).

3.2.6 Barrages en béton avec post-contrainte

Le barrage de Tourtemagne (VS/1958/H = 32 m) constitue un cas particulier, car il a été construit en béton précontraint. Le barrage est constitué par une voûte cylindrique verticale dont l'épaisseur minimale

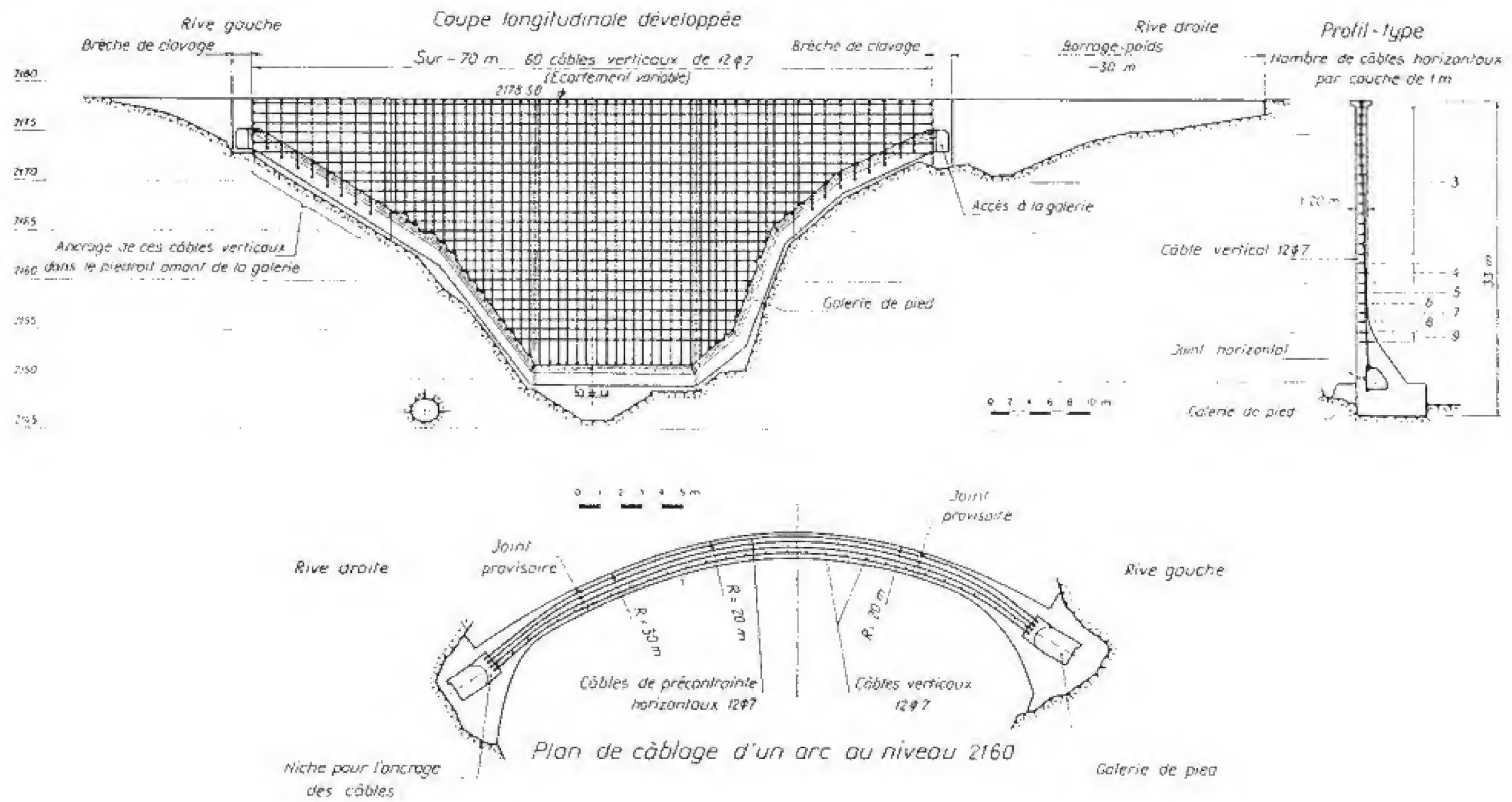


Fig. 3.16 Barrage de Tourtemagne: câblage dans une coupe longitudinale développée et en coupe horizontale (selon Panchaud, 1962).

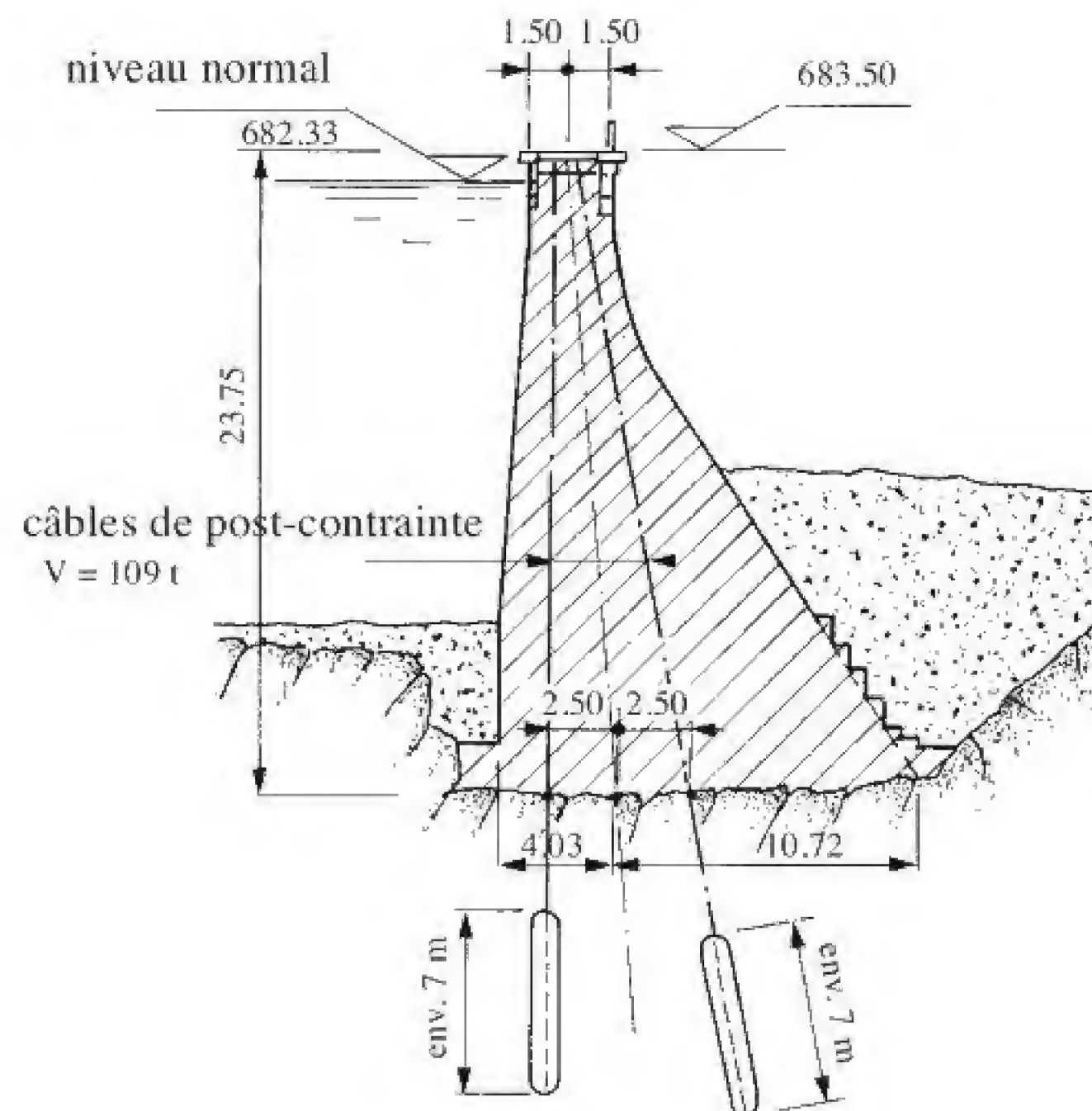


Fig. 3.17 Confortement du barrage de Gûbsensee par la mise en place de câbles de post-contrainte (selon Ammann, 1987).

est de 1.20 m. Pour diminuer les risques de fissuration consécutifs aux variations de température et pour améliorer la résistance aux effets du gel, des câbles de post-contrainte verticaux et horizontaux ont été placés. La post-contrainte a été appliquée d'abord verticalement puis horizontalement après l'achèvement des travaux au moment où la température du béton était minimale et le retrait effectué (fig. 3.16).

La post-contrainte est aussi utilisée pour conforter un barrage existant (fig. 3.17) et améliorer ses conditions de sécurité de stabilité ou dans le cas de la surélévation d'ouvrage. Dans le cas de nouveaux barrages, la post-contrainte ne doit pas assurer à elle seule la stabilité de l'ouvrage.

3.3 Les barrages en remblai

Les barrages en remblai (digues) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. On distingue deux catégories de barrages en remblai (fig. 3.18) :

- les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sols naturels meubles prélevés dans des gravières ;
- les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de matériau de carrière concassé.

Comme pour les autres types de barrages, les barrages en remblai doivent répondre à deux fonctions essentielles : la fonction statique, qui consiste à transmettre à la fondation la poussée de l'eau retenue à l'amont et la fonction de coupure étanche.

Les sols meubles des barrages en terre peuvent, selon leurs caractéristiques géotechniques, être suffisamment imperméables pour suffire aux deux fonctions. Il existe de ce fait un grand nombre de barrages (ou de digues) en terre homogène.

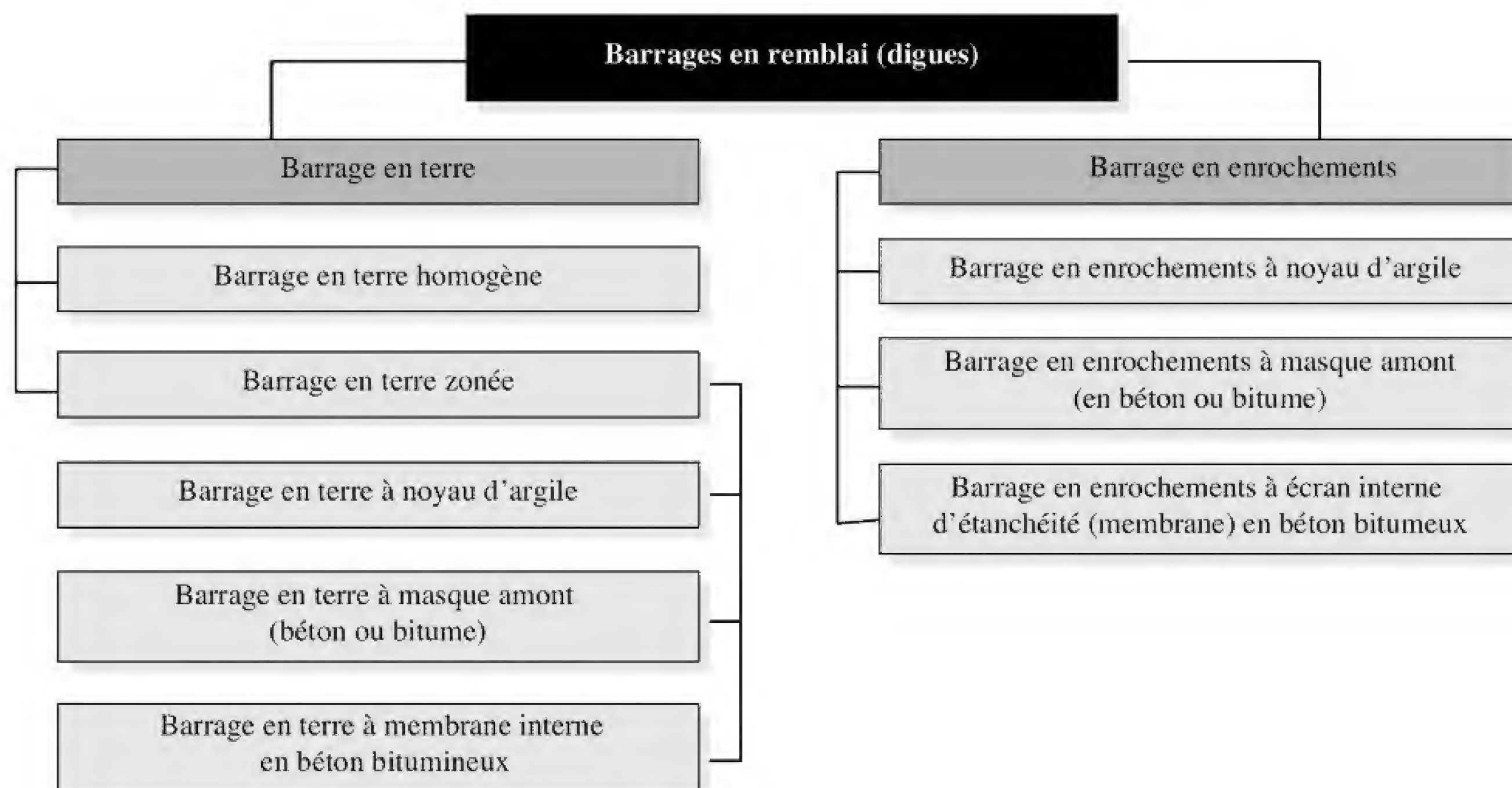


Fig. 3.18 Les types de barrages en remblai.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Particularités :

- volume d'excavation important,
- volume de béton important,
- refroidissement artificiel nécessaire lors de la prise du béton,
- sous-pressions importantes sous la fondation,
- sensibilité aux tassements,
- sensibilité aux séismes.

Barrage à contreforts*Avantages :*

- volume de béton plus faible que pour le barrage-poids,
- contraintes moyennes transmises au rocher,
- faibles sous-pressions sous la fondation,
- échauffement faible lors de la prise du béton,
- l'évacuateur de crues peut facilement être intégré.

Particularités :

- volume d'excavation important,
- gradient des sous-pressions sous la fondation localement très important,
- contraintes de température peuvent être importantes dans la tête,
- risque limité de tassements,
- grande sensibilité aux séismes.

Barrage-poids évidé*Avantages :*

- comme pour le barrage-poids,
- volume de béton plus faible,
- réduction des sous-pressions au contact béton-rocher.

Particularités :

- comme pour le barrage-poids,
- augmentation du gradient hydraulique de l'écoulement souterrain à proximité de la fondation.

Barrage en béton compacté au rouleau (BCR)*Avantages :*

- faible dosage en ciment
- teneur en eau réduite
- surface de coffrage restreinte
- exécution rapide
- emprise réduite par rapport au barrage-poids
- mise en place sur grande surface par couches minces
- faible coût de construction

Particularités :

- requiert des fondations sur rocher
- mise en place et compactage identiques aux barrages en remblai



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Un autre problème peut surgir lors de la première mise en eau des grandes retenues dont le remplissage peut durer pendant des mois, voire des années. Dans ce cas de figure, un assèchement aval doit être évité.

Fluctuations des débits

On observe des modifications des débits dues à des fluctuations journalières et saisonnières. Des fluctuations rapides peuvent être le fait de l'exploitation d'une centrale hydroélectrique par l'arrêt ou le démarrage des turbines. On parle de l'effet d'écluse ou du marnage. Cette exploitation peut avoir un impact sur la vie et les zones de reproduction des poissons ou autres organismes vivant dans l'eau. On peut y remédier par l'élaboration de programmes de mise en route et d'arrêt des turbines ou par la création d'un bassin tampon.

Les rejets d'eau turbinée, selon leur provenance, peuvent aussi avoir une influence sur la température de l'eau de la rivière. Outre les opérations de turbinage, d'autres opérations liées à l'exploitation peuvent entraîner une augmentation subite des débits (ouverture de vannes, chasse) qui à la rigueur peuvent mettre en danger les usagers de la rivière en aval. En général, ces opérations font l'objet d'information et de mise en garde.

Transports des sédiments

On observe aussi des modifications dans les transports solides, car les apports de sédiments par les affluents ne sont pas évacués. On peut ici procéder à des chasses artificielles en faisant des lâchers contrôlés.

4.2.6 Aspects humains et socioéconomiques

Inondation des terres immergées par la retenue

Elle peut avoir des conséquences importantes, notamment le déplacement d'un nombre important de personnes. Le cas de la construction du barrage des Trois-Gorges en Chine est un exemple significatif. Des terrains et terres cultivables qui sont les ressources les plus importantes pour les populations rurales peuvent se trouver dans la zone submergée et il faut relever que les meilleurs sols se trouvent en général à proximité des rivières.

Dans ce cas, il est primordial d'offrir aux personnes affectées par le projet de justes compensations. Il s'agit de les reloger et de les indemniser pour leurs pertes afin qu'elles ne soient pas défavorisées. C'est une étape très importante d'un projet qui demande une stricte planification et un suivi.

Effet sur la santé publique

Dans les régions chaudes et humides, la création de lacs de retenue peut avoir une incidence sur les grandes endémies parasitaires (paludisme, bilharziose, onchocercose). Des mesures préventives peuvent être prises dans le cadre de programme de santé publique en ce qui concerne l'alimentation en eau et les mesures d'hygiène.

Sécurité des populations résidant à l'aval

La rupture de barrages concerne un faible pourcentage des ouvrages construits. Ce pourcentage se réduit avec les constructions récentes. Il est toutefois utile de prévoir une stratégie en cas d'urgence afin d'informer la population et de l'évacuer en cas de risque de lâchure non contrôlée d'un volume d'eau important suite à une rupture partielle ou totale d'un barrage, à une submersion consécutive à un gros éboulement dans la retenue.

Impact culturel et protection du patrimoine

Il n'est pas exclu que des vestiges ou des monuments à caractère historique puissent disparaître lors de la mise en eau de la retenue. Des mesures doivent être prises pour préserver un patrimoine culturel, comme ce



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Enfin, pour clore cet important chapitre, citons les propos avisés de Nelson Mandela, ancien Président de l'Afrique du Sud qui déclarait que «Le problème, ce ne sont pas les barrages. C'est la faim, c'est la soif, c'est l'obscurité dans les villes. Ce sont les villes et les villages sans eau courante et assainissement. C'est le temps perdu pour collecter l'eau manuellement. Il y a un besoin pressant pour l'énergie dans tous les sens du mot».



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Prise d'eau

La prise d'eau est un ouvrage annexe, dont les dimensions et le débit de soutirage dépendent de la fonction de l'aménagement (production hydroélectrique, irrigation, eau potable, neige artificielle, etc.). Les caractéristiques de la prise d'eau sont fixées d'entente avec le maître de l'ouvrage, en général, suite à une étude technico-économique. L'entrée est équipée d'une grille de protection ou d'une crépine. Selon les besoins, la prise d'eau peut être utilisée pour procéder à un abaissement partiel de la retenue.

5.2.4 Ouvrages en exploitation

Mise en service

La première mise en eau complète d'un barrage est une opération délicate et importante pour juger de son aptitude au service. Cette opération doit être méticuleusement conduite et une surveillance spécifique doit être assurée. C'est au cours de cette opération qu'une rupture a le plus de probabilité de se produire.

En règle générale (à l'exception des barrages en rivière et des bassins de rétention), le premier remplissage d'une retenue comprend au moins deux étapes. Cette opération s'effectue selon un programme préétabli qui précise le déroulement de la mise en eau, l'organisation de la surveillance ainsi que les mesures et les observations pour le contrôle du comportement. Le remplissage ne peut débuter que si les organes de décharge et le dispositif d'auscultation sont opérationnels. Une autorisation d'exploitation ne peut être délivrée que si les résultats obtenus pendant cette phase ont été probants.

Examen périodique de la sécurité

Il est primordial de préserver et d'améliorer, si besoin est, la sécurité des ouvrages existants. Des contrôles de l'état et des analyses périodiques ont pour objectif de démontrer si l'ouvrage répond aux critères de sécurité les plus récents. Il est donc essentiel que les ouvrages soient maintenus en bon état et remis périodiquement à un niveau équivalent à celui qui serait exigé de nouveaux ouvrages. Une analyse particulière de la sécurité structurale peut déboucher sur des travaux de confortement ou de réhabilitation (§ 2.2.3). La sécurité structurale doit être revue en cas de modification d'exploitation, de nouvelles charges, de détérioration des structures.

Notion de durée d'utilisation

Une limite d'utilisation ne signifie pas le démantèlement ou la ruine de l'ouvrage, voire d'un élément, mais plutôt la nécessité d'engager des moyens importants pour assurer sa remise en état en vue de prolonger sa durée d'exploitation ou son remplacement. Il faut aussi souligner qu'un bon entretien permet une prolongation de la durée d'utilisation.

L'expérience montre que les durées d'utilisation peuvent fortement varier pour des matériaux, des installations, des équipements identiques ou comparables. Il faut tout d'abord mentionner que les ouvrages d'accumulation sont souvent intégrés en Suisse à des aménagements hydroélectriques pour lesquels une concession est octroyée pour des durées variables, mais n'excédant pas 80 ans. Elles peuvent toutefois être renouvelées. Il est clair que des parties particulières de l'ouvrage (étanchéité, revêtement, ancrages, etc.) auront une durée d'utilisation plus faible que celle du corps du barrage et devront être assainies en cours d'exploitation.

Il en va de même des équipements mécaniques, pour lesquels des remplacements de pièces seront par exemple nécessaires durant leur durée d'utilisation. De tels équipements devraient pouvoir fonctionner pendant 40 à 50 ans sans devoir être remplacés. Quant aux blindages et vantelleres, ils devraient pouvoir passer le cap des 50 ans (CSB, 2000).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



Fig. 5.13 Obstruction des passes du barrage de Palagnedra (TI) lors de la crue du 7 août 1978.

c'est-à-dire des dégâts ne mettant pas en péril la stabilité de l'ouvrage même à retenue pleine. Par ailleurs, il faut veiller à prévoir des passes suffisantes afin d'éviter leur obstruction par des corps flottants (fig. 5.13). Il est possible que des travaux de transformations des organes de décharge puissent s'avérer nécessaires suite à une réévaluation de la sécurité en cas de crue. Enfin, il ne faut pas négliger que pendant un épisode de crue, différents incidents extérieurs au barrage peuvent survenir : accès au barrage coupés, panne d'alimentation électrique, blocage des organes mobiles, inondations de locaux de commande des vannes, etc.

Dans le cas où la crue devrait toutefois mettre en danger l'intégrité du barrage, l'évacuation préventive est la seule mesure de protection possible. Enfin, l'expérience a montré que la présence du personnel sur le site est fortement recommandée pour observer le développement de la situation et prendre les mesures qui s'imposent sur place. Dans certains pays, des caméras sont installées pour un suivi de barrages isolés ; on ne peut pas exclure une interruption de transmission d'images selon les conditions météorologiques locales. Un règlement contenant des consignes concernant l'organisation de l'exploitant, le comportement de son personnel et les manœuvres des vannes peut être établi⁴.

Il faut encore signaler que pour des barrages situés à proximité de glaciers, des ruptures de poches glaciaires peuvent soudainement provoquer un écoulement important.

Séisme

Bien que les régions sensibles aux séismes soient connues, un tel événement naturel survient soudainement et sans signes précurseurs. Il faut relever que jusqu'à présent la littérature ne mentionne aucune rupture de grand barrage, suite à un séisme, conçu et construit selon les règles de l'art. Il n'en demeure pas moins qu'un séisme peut provoquer divers désordres de faibles à substantiels (sect. 3.1). Par exemple, de nombreux barrages en remblai ont été endommagés suite au tremblement de terre de Bhuj dans la province de Gujarat en Inde en janvier 2001. Toutefois aucun écoulement non contrôlé ne s'est produit en raison du niveau bas des plans d'eau (fig. 5.14). Par ailleurs, dans les environs du barrage, un séisme peut engendrer un ou des glissements de terrain, une modification de conditions hydrogéologiques ou une seiche (génération de vagues qui peuvent submerger le barrage). Enfin il faut rendre attentif à la possibilité de sismicité induite par une retenue (voir § 10.4.3). Ce phénomène a notamment été constaté aux lacs de Kariba, Koyna, Hsinfengkiang, Nurek, Assouan (Jansen, 1988).

⁴ Voir partie VIII, section 31.1.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

d'attaques, même s'ils constituent des objectifs militaires, lorsque de telles attaques peuvent provoquer la libération de ces forces et, en conséquence, causer des pertes sévères dans la population civile ».

Le tableau 5.18 récapitule les menaces prises en compte dans le plan en cas d'urgence et leurs conséquences.

5.4.3 La gestion de dangers avérés

La gestion des dangers prévue dans un plan en cas d'urgence peut comprendre plusieurs phases fonction de l'évolution de l'événement détecté. Le tableau 5.19 en est un exemple.

Tableau 5.19 Définitions de différents niveaux dans une stratégie en cas d'urgence.

Situations	Descriptions succinctes
Situation normale	Surveillance et contrôles habituels
Niveau de surveillance renforcée	Analyse de la situation, mesures plus fréquentes, mesures de sauvegarde
Niveau de danger inférieur	Maîtrise certaine de l'événement
Niveau de danger intermédiaire	Maîtrise incertaine de l'événement
Niveau de danger supérieur	Ecoulement non contrôlé d'une importante masse d'eau vraisemblablement inévitable ou effectif (possibilité d'une rupture partielle ou totale de l'ouvrage de retenue ou d'arrivée d'une masse rocheuse dans la retenue)
Fin de danger	Retour au niveau de situation normale (éventuellement retour au niveau de surveillance renforcée ou au niveau de danger inférieur)

Tant que la situation est normale, l'exploitant applique le programme habituel de surveillance et d'exploitation (contrôles visuels réguliers, mesures et essais de fonctionnement).

Dès que l'on se trouve dans une situation particulière due par exemple à une anomalie évidente dans le comportement de l'ouvrage d'accumulation ou à constat visuel alarmant, il est judicieux, dans un premier temps, de renforcer la surveillance en procédant notamment à une analyse fréquente de la situation. Il appartient aux ingénieurs spécialisés et aux experts, éventuellement accompagnés par d'autres spécialistes (glaciologue, géomètre), de juger le niveau de danger et de formuler des conseils concernant les mesures techniques et opérationnelles qui doivent être prises. Des critères de jugement pour le personnel de l'exploitant peuvent aussi être établis.

Si la maîtrise de l'événement reste certaine (*niveau de danger inférieur*), diverses mesures techniques (renforcement de l'auscultation, exécution de travaux pour parer au danger, etc.) et opérationnelles (limitation du niveau d'exploitation ou abaissement partiel préventif) peuvent être prises.

Dès que la situation devient inquiétante, car la maîtrise de l'événement devient incertaine (*niveau de danger intermédiaire*), l'évolution de la situation est suivie sur place par le personnel de l'exploitant. Un abaissement partiel préventif (sauf en cas de crue) ou au niveau minimum d'exploitation est une mesure de protection. On peut encore penser à l'évacuation préventive et partielle de la population.

Le *niveau de danger supérieur* correspond à une menace très sérieuse, car un risque d'écoulement non contrôlé est à craindre ou est effectif. Cet écoulement peut être le fait d'une rupture partielle ou totale de l'ouvrage de retenue, d'un glissement ou d'un éboulement d'une masse de terrain, de glace dans la



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Si l'écoulement de l'onde de submersion reste confiné dans le lit du cours d'eau, seul le plan d'eau est considéré.

De nouveaux modèles permettent de prendre en compte les effets de l'érosion, le transport et le dépôt des matériaux, ce qui peut être intéressant pour le calcul avec une digue formée par un éboulement ou d'un bassin de rétention de sédiments. Avec les possibilités actuelles de calculs, les modèles de terrain peuvent servir de base topographique. Cependant, ces modèles demandent parfois un travail spécial pour préciser certaines zones en devant affiner les données. Ces modèles permettent aussi de dresser les cartes d'inondations pour la planification de l'évacuation de la population.



Fig. 5.21 Exemple d'une brèche trapézoïdale suite à la rupture d'un barrage en remblai (Müller, 2001).

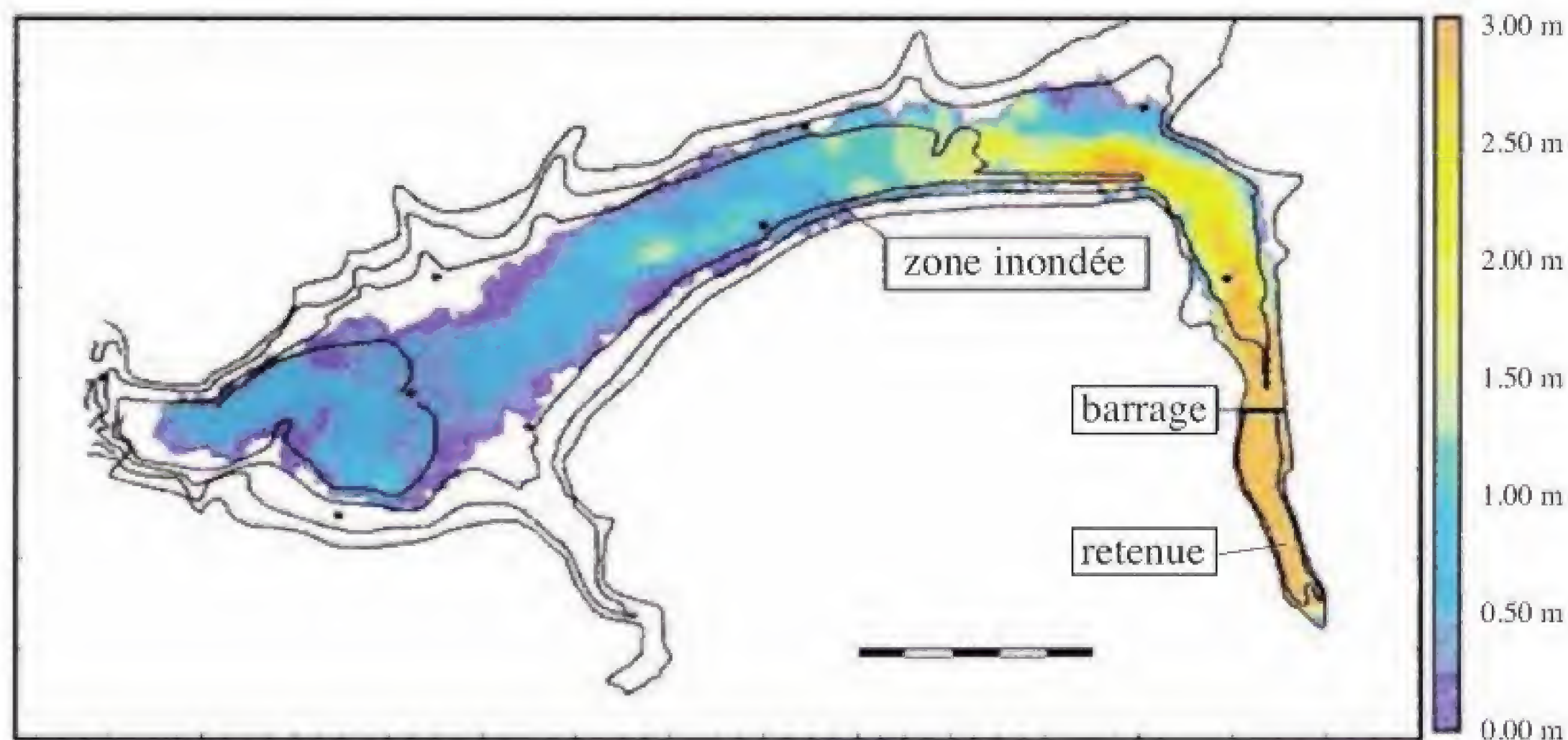


Fig. 5.22 Représentation des résultats d'un calcul d'onde de submersion (Müller, 2001).

5.4.5 Moyens d'alarme

Pour alerter la population, le recours à des alarmes acoustiques est recommandé. La mise en place de sirènes fixes et l'emploi de sirènes mobiles permettent de diffuser l'alarme sur un territoire étendu. Leur déclenchement invite la population à observer des consignes spécifiques. En Suisse, deux types de sirènes sont à disposition : les sirènes de l'alarme générale et les sirènes de l'alarme eau dont le signal et la tonalité



Fig. 5.23 Sirènes de l'alarme eau (photo Office fédéral de la protection de la population).

sont différents (fig. 5.23). De nouvelles sirènes « combinées » permettent de diffuser aussi bien l'alarme générale que l'alarme eau.

Tout dispositif d'alarme doit permettre aux personnes concernées par la gestion des cas d'urgence de communiquer entre elles et de faire passer des informations. Dans ce sens, les moyens de communication phoniques sont vitaux et doivent être garantis en tout temps.

Toute alarme est vaine si la population n'est pas informée de la manière dont elle doit se comporter en cas d'alarme. Les plans d'évacuation préétablis et la distribution d'aide-mémoire permettent une orientation générale. Les stations de radio sont un support auquel les autorités peuvent avoir recours pour diffuser l'information à la population concernant le développement de la situation sur le site du barrage et les consignes de comportement en cas d'alarme.

5.4.6 Organisation générale

En Suisse, il appartient aux cantons et aux communes de préparer les plans d'évacuation, les aide-mémoire et instructions destinés à la population, les centres d'accueil, la gestion du trafic, le matériel de transmission et autre équipement nécessaire, ainsi que de s'assurer du fonctionnement des sirènes dont ils ont la responsabilité (alarme générale). En cas de besoin, ils doivent mobiliser les organes d'alarme et sont tenus d'informer la population sur l'évolution de la situation et rappeler la signification de la tonalité des sirènes et les règles de comportement.

L'exploitant doit aussi organiser et former son personnel pour une éventuelle intervention en lui fournissant les consignes nécessaires en cas d'engagement. Les instructions seront consignées dans un dossier spécial. A date fixe, il effectue les essais sonores de sirènes alarme-eau une fois par année.

6. Dangers et dégâts pouvant affecter un barrage et ses fondations



Barrage-poids de l'Ilsee en Suisse, hauteur 25 m, 1927, année de mise en service (1^{re} étape/2^e étape) 1927/1943
(photo Argessa AG).

6.1 Description de points sensibles

Tout d'abord, il faut souligner que les fondations constituent un élément essentiel, car elles servent d'assises aux ouvrages. Elles doivent, d'une part, être capables de reprendre les forces transmises par le barrage et, d'autre part, servir de barrière à l'eau sur les flancs et en profondeur. Les massifs rocheux ne sont pas homogènes et constituent un milieu discontinu caractérisé par la fragmentation et l'anisotropie de sa structure. Ils se distinguent par leur fissuration (joint de stratification, diaclase, faille), leur déformabilité et leur perméabilité. Dans ce milieu naturel, il y a lieu de prendre en compte la direction et le pendage des couches, l'orientation de la fracturation, la nature du remplissage entre les couches ainsi que dans les fissures et failles. Les fondations peuvent présenter des surfaces de glissement potentiel en raison d'une résistance insuffisante au cisaillement ou être le siège d'une érosion interne, cause de circulation intense d'eau et de l'entraînement de particules. En cours d'exploitation, une fissure importante peut se former au pied amont de barrages en béton, ce qui se traduit soit par une augmentation des débits collectés par le système de drainage soit par une augmentation des niveaux piézométriques. Enfin, en cas de consolidation des appuis, il faut veiller à la tenue dans le temps des ancrages qui peuvent se corroder et subir une perte de tension.

En ce qui concerne les barrages en béton, des déformations exceptionnelles peuvent se manifester en cas de mouvement du soubassement, de températures hors normes saisonnières, de phénomènes de retrait, fluage ou gonflement (réaction alcali-agrégats) ou de montée exceptionnelle du plan d'eau. La stabilité des barrages-poids peut être affectée par une augmentation des sous-pressions en raison d'un mauvais système de drainage ou en cas de fissures amont dues aux contraintes de traction. Les barrages-voûtes sont sensibles à la stabilité de leurs appuis. Suite à un séisme violent, un barrage-poids peut être le siège de fissures plus ou moins importantes dans la zone de crête, plus particulièrement le long de plans de faible résistance comme les surfaces des levées horizontales ; par ailleurs, des ouvertures des joints et des mouvements relatifs des plots peuvent se manifester. Il faut relever qu'aucun barrage-voûte n'a subi de sérieux dégâts lors d'une secousse sismique. On peut aussi toutefois s'attendre à l'apparition de fissures et/ou à l'ouverture de joints. Pour les barrages en BCR, des fissures peuvent se former le long de joints de reprise horizontaux (Wieland, 2003).

Le corps de barrages en remblai peut être sujet à une érosion interne selon la qualité et l'état du matériau mis en place (mauvaise disposition du zonage, fissure, fracture hydraulique). L'érosion interne est un entraînement de particules arrachées à leur milieu sous l'action d'un écoulement percolant à travers le matériau. Le transport de matériau est soit concentré dans un conduit (phénomène de renard) soit diffus dans l'espace interparticulaire (suffusion). Le phénomène de renard (*piping*) est dangereux et conduit rapidement à la rupture. La suffusion a, par contre, un développement lent qui modifie la perméabilité du milieu et qui peut toutefois aussi conduire à la ruine de l'ouvrage (FRCOLD, 1997). Cette érosion interne peut aussi se manifester le long de surface de contact. Une obturation des drains peut engendrer une augmentation des pressions interstitielles. La surface des talus peut être le siège de boursouffures, d'effondrements ou d'instabilités locales de pente.

Suite à un séisme de forte intensité, on a constaté sur des barrages en remblai la formation de fissures longitudinales et transversales plus ou moins profondes, des tassements en crête, un mouvement vers l'aval ou une instabilité de pente d'un talus due à une perte de résistance au cisaillement, une augmentation des pressions interstitielles (phénomène de liquéfaction de sols saturés sans cohésion). Relevons que des tassements peuvent diminuer la revanche et conduire à une submersion du barrage en remblai en cas de crue extrême.

Pour les barrages en remblai avec une étanchéité amont, il faut suivre le comportement et l'état des revêtements bitumineux (apparition de fines fissures, faïençage, fluage, apparition de cloques dans un revêtement bicouche) et en béton (fissuration, défaut d'étanchéité aux joints).

Tableau 6.1 Exemples de dangers et de dégâts affectant les barrages et leurs fondations.

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondations	Retenue
Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	
Déformation exceptionnelle	Déformation exceptionnelle	Déformation exceptionnelle	
Déformation irréversible	Tassement du barrage, des fondations (diminution de la revanche)	Déformation des appuis	
Déplacement différentiel des plots		Déplacement différentiel des appuis	
Déplacement des appuis	Tassement différentiel	Tassement	
Dégâts et détérioration du corps de l'ouvrage	Dégâts et détérioration du corps de l'ouvrage	Dispositif d'étanchéité défectueux	Défaut d'étanchéité de la cuvette
Fissuration	Action des vagues	Dégradation du voile	
Perte de section	Formation de terriers, refuges pour animaux	d'injection	
Gonflement	Développement de la végétation (arbres, plantes)		
Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau	Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau	Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau	Alimentation de sources à l'aval
Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains)	Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains)	Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains)	
Augmentation des sous-pressions	Augmentation des pressions interstitielles (perte de résistance au cisaillement)	Augmentation des sous-pressions, des pressions interstitielles	
	Erosion interne dans le corps du barrage (<i>piping</i>)	Erosion interne (<i>piping</i>)	
Submersion du couronnement	Submersion du couronnement	Affouillement	Glissement de versant
Erosion externe (parement aval)	Action des vagues		Eboulement
	Erosion externe (dégâts au couronnement, aux parements et en pied du barrage)		Chute de glaciers
			Avalanches
Instabilité (risque de glissement, de renversement)	Instabilité des talus	Surface de glissement potentielle	Glissement de versant
	Affaissements locaux		
Fissuration au contact béton-rocher au pied amont		Fissuration au contact béton-rocher au pied amont	
Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond, évacuateur de crue)	Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond, évacuateur de crue)		Alluvionnement
Défaillance de fonctionnement/Organes de décharge bloqués	Défaillance de fonctionnement/Organes de décharge bloqués		Dépôts de sédiments
			Apport de débris flottants, transport d'arbres
			Débâcle des glaces



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

de la perte de qualité de matériaux, l'apparition d'un phénomène de gonflement des bétons, la dégradation du système de drainage ou du voile d'injection. L'usure des parties électromécaniques et l'accumulation de sédiments peuvent rendre inopérants les organes de décharge.

Des glissements de terrain, des chutes de pierre ou de glaces, des avalanches dans la retenue provoquent, selon le niveau du plan d'eau, une vague susceptible de submerger le barrage en occasionnant aussi des dégâts (barrage du Vajont, Italie).

Enfin, des dégradations du barrage peuvent être le fait d'interventions extérieures (travaux dans les environs de l'ouvrage, sabotage et vandalisme, explosion et bombardement).

Il faut relever que certaines causes énoncées sont à imputer à des erreurs ou à des interventions humaines (par exemple, erreur de conception, mauvaise gestion du niveau du plan d'eau, sabotage).

Il faut aussi rappeler les événements naturels (crue, séisme) et les éboulements massifs dans la retenue qui ont été décrits précédemment.

Glissement en rive gauche du barrage du Vajont (Italie)

Le barrage-voûte du Vajont a une hauteur de 265,5 m pour une longueur en crête de 190,5 m. L'épaisseur au couronnement est de 3,40 m et son épaisseur à la base de 22,71 m. Le barrage repose sur un joint « pulvino ». Le barrage est fondé dans la formation jurassique Dogger et Malm dans une étroite gorge dolomitique.

La mise en eau du réservoir a commencé en mars 1960. Durant l'automne 1960, on constata un fluage d'une grande surface de la rive gauche près du barrage et un éboulement superficiel de 700 000 m³. Le niveau du réservoir a été réduit et le mouvement cessa quelques semaines plus tard. Pendant l'été 1960, le remplissage se poursuivit après l'exécution d'un tunnel by-pass autour de la zone de glissement. Le mouvement a été réactivé lorsque le niveau de la retenue atteignit une cote supérieure de 25 m à la cote atteinte précédemment. Le niveau fut alors réduit et le glissement s'arrêta quelques semaines plus tard. En été 1963, l'opération de remplissage, ainsi que le mouvement reprirent. En octobre 1963, le glissement se transforma en un éboulement soudain d'une masse rocheuse d'environ 250 millions de m³. Elle chassait 40 millions de m³ d'eau qui ont passé 260 m au-dessus du barrage pour s'écouler dans la gorge de vallée et détruire 4 villages. Le barrage ne s'est pas rompu (source Water Power & Dam construction, 1985).



7. Modes de rupture



Barrage-poids de Räterichsboden en Suisse, hauteur 92 m, année de mise en service 1950
(photo Kraftwerke Oberhasli-KWO)

7.1 Généralités

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit : *Rupture ou mouvement d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une lâchure d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval.*

Il ressort des conclusions du bulletin 99 de la CIGB (CIGB, 1995) que le pourcentage de ruptures a décru depuis 1951. Le taux de rupture à partir de cette année se situe à 0.5 % alors qu'auparavant il était de 2.2 %, ce qui tend à prouver que les progrès réalisés dans la technique de construction rendent les barrages modernes plus fiables. Il a aussi été constaté que les ruptures surviennent dans les 10 premières années d'exploitation et en majorité pendant la première année. Une rupture sur deux se produit au moment du premier remplissage, le risque étant moins élevé pour les ouvrages en béton que pour les ouvrages en remblai. En outre, les ruptures concernent en priorité les petits ouvrages qui représentent la majorité des barrages construits.

Le risque d'une rupture brusque et inopinée d'un barrage est faible. Une rupture possible est liée à une évolution d'une dégradation de l'ouvrage que l'on devrait être en mesure de détecter rapidement par l'exercice d'une surveillance permanente et vigilante.

Le phénomène de rupture dépend du type de barrages. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblai. Quant aux barrages en béton, un renversement ou un glissement d'un ou de plusieurs plots peut survenir de manière plus brusque ; toutefois, il existe des signes précurseurs. Les ruptures peuvent avoir pour origine des problèmes liés au projet (vice de conception et de construction, insuffisance des études et du contrôle de l'exécution), des difficultés techniques (dommage majeur dans le corps du barrage, défaut de stabilité du barrage et de sa fondation, défaillance des organes de décharge), des causes naturelles (crue, séisme, glissement de terrain dans la retenue d'eau) et des conditions particulières d'exploitation (montée non contrôlée du plan d'eau, surveillance et entretien insuffisants).

7.2 Modes de rupture des barrages en béton

De l'analyse des ruptures de barrages en béton, il ressort que les problèmes liés à la fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente. La ruine de l'ouvrage est principalement provoquée par l'érosion

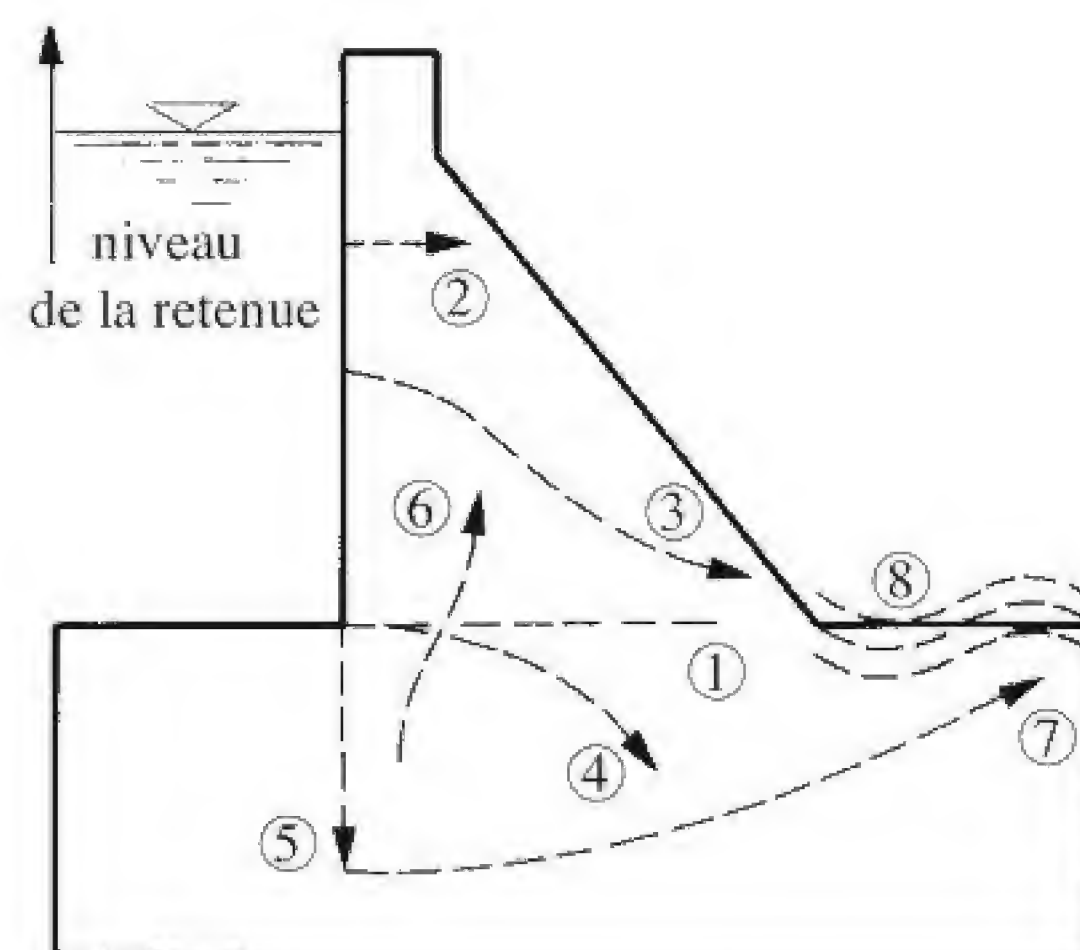


Fig. 7.1 Mécanisme de rupture d'un barrage-poids (①, ② fissures horizontales, ③, ④ fissures curvilignes, ⑤ fissure verticale dans la fondation, ⑥ extension dans le barrage de discontinuité de la fondation, ⑦ surface de glissement en fondation, ⑧ instabilité par flambage de couches minces. Source : Martin Leclerc, Pierre Léger, René Tinawi, Manuel d'utilisation « CADAM ».

interne et une résistance insuffisante au cisaillement de la fondation. Elle peut aussi être due à des déformations excessives de cette même fondation.

La rupture d'un barrage-poids peut être liée à une stabilité insuffisante consécutive à une diminution des propriétés des matériaux, à des déplacements irréversibles, à des pressions et contraintes excessives ou à une réduction de section par la présence de fissures. Un glissement peut aussi se manifester à l'interface barrage-fondation. Il faut souligner que les sous-pressions jouent un rôle fondamental. Elles peuvent agir dans des fissures amont provoquées par des contraintes de traction, devenir excessives à cause d'un drainage inadéquat voire inexistant. Une montée du niveau du plan d'eau nettement au-dessus des valeurs admises modifie les forces dues à la poussée de l'eau et aux sous-pressions et peut mettre en péril la stabilité d'ensemble.

Pour les barrages-voûtes, la rupture peut être due à des problèmes en fondation (résistance au cisaillement insuffisante, sous-pressions, érosion interne et externe), fissures dans la structure et détérioration du béton. Le cas le plus connu est la rupture du barrage-voûte de Malpasset (France) en 1959.

Enfin, une érosion externe importante au pied aval, tel un affouillement provoqué par un écoulement, peut être la cause d'instabilité.

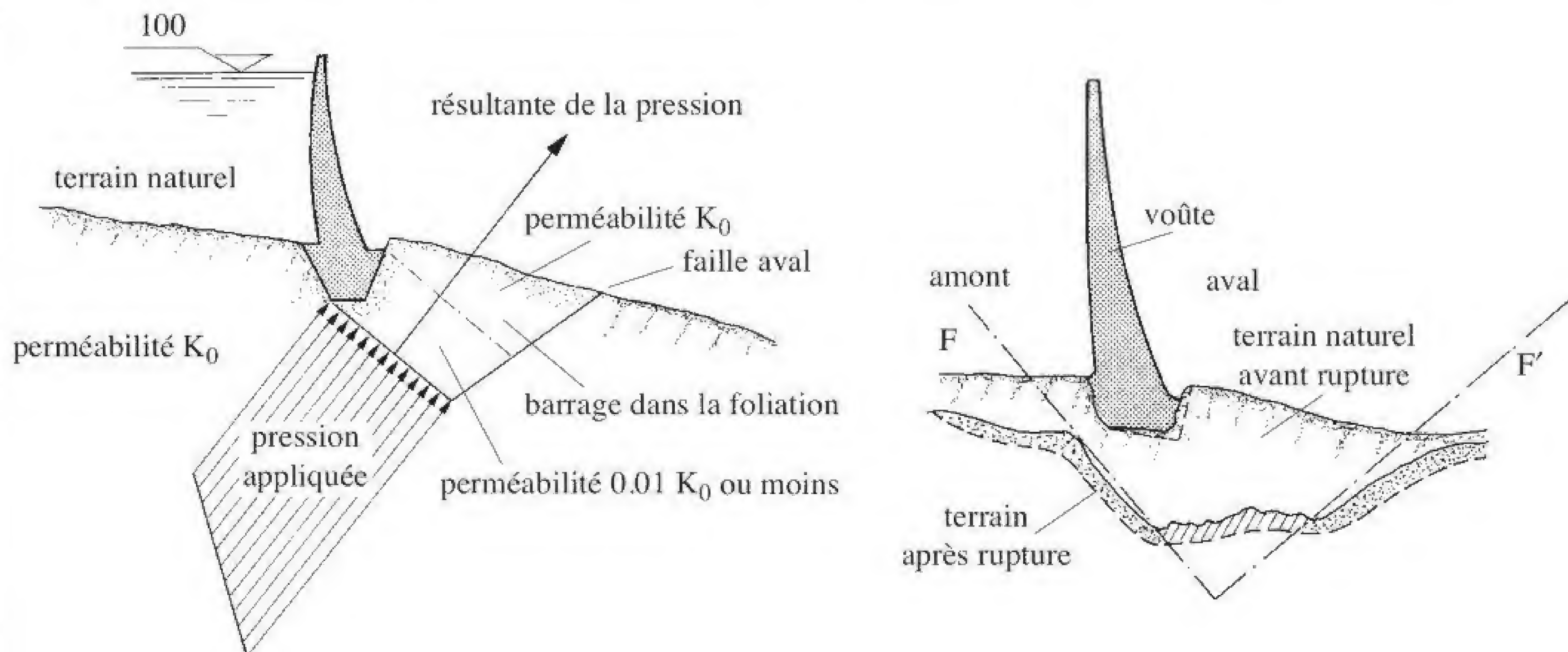
Rupture du barrage-voûte de Malpasset (France)

Le barrage-voûte de Malpasset avait une hauteur de 66 m pour une longueur en crête de 222 m. L'épaisseur au couronnement était de 1,5 m et son épaisseur à la base de 6,78 m.

Le 2 décembre 1959, le barrage de Malpasset fut emporté dans la soirée, alors que le niveau d'eau était voisin de la crête du déversoir. Il s'agissait du premier remplissage. Pratiquement, toute la voûte s'effaça en un instant, seules demeurent la partie du barrage en rive droite et la base de la partie centrale. Le barrage fut totalement détruit sur la rive gauche et une grande cavité en forme de dièdre apparut dans le rocher. L'appui se déplaça horizontalement de 2 mètres. La partie subsistant subit une rotation en bloc autour de l'extrémité de la rive droite avec un déplacement maximum de 80 cm. Des morceaux de béton et de rocher, on devait constater une bonne adhérence entre béton et rocher.



La rupture du barrage fut le résultat d'une combinaison imprévue de causes dont certaines n'avaient pas été envisagées auparavant. Le site de Malpasset est caractérisé par une faille étanche plongeant sous le barrage de l'aval vers l'amont avec un angle de 45° et par un grand nombre de surfaces de glissement potentielles non détectables plongeant de l'amont vers l'aval. La sous-pression provoquée par l'eau du réservoir agissant sur une surface importante de la fondation rocheuse profonde a développé une force capable d'atteindre une valeur suffisante pour soulever le barrage et le dièdre qui le supportait. La sous-pression a pu se produire en raison de la faiblesse du rocher et le comportement du gneiss modérément imperméable dans des conditions normales. Ce dernier devient imperméable lorsqu'il est comprimé et agit comme un écran imperméable dans la fondation contre lequel viennent buter les infiltrations en provenance du réservoir. Sous l'effet de la pression hydrostatique du fait de la faible cohésion entre les surfaces de glissement potentielles, la fondation s'est légèrement déplacée vers l'aval, provoquant une fissure dans laquelle la sous-pression a pu se manifester à cause de l'imperméabilité de la faille aval. Cette faille et la fissure amont délimitaient un dièdre rocheux de la fondation, ce bloc et le barrage furent soulevés par la sous-pression comme si la fondation avait explosé (source Water Power & Dam construction, 1985).



Rupture du barrage poids à contreforts de Shihkang (Taiwan)

Le barrage est traversé par une faille dont l'extension n'avait pas été reconnue lors du projet. Cette faille active est à l'origine du tremblement de terre de Chi-Chi du 21 septembre 1999 qui a atteint une magnitude de 7.3. Un déplacement vertical différentiel de 9 m a été mesuré. La ruine du barrage est localisée sur le passage de la faille et seuls 2 blocs ont été affectés.



7.3 Modes de rupture des barrages en remblai

Selon les statistiques de la CIGB, la submersion constitue la principale cause de rupture des barrages en remblai. Ce débordement en crête peut être consécutif à une montée incontrôlée du plan d'eau, à une mauvaise gestion des apports dans la retenue ou à une vague provoquée par l'arrivée d'un volume important de matériau dans la retenue. Une réduction de la revanche par tassement suite à un tremblement de terre peut aussi favoriser cet écoulement au-dessus du couronnement.

Le second cas est relatif à l'érosion interne qui se manifeste par une migration de particules à travers des chemins préférentiels dans le corps du barrage ou en fondation. L'érosion interne est provoquée par une haute vitesse des percolations ou des filtres mal conçus. Le conduit de fuite s'agrandit jusqu'à engendrer la ruine de l'ouvrage (barrage en remblai de Teton, USA).

Le troisième cas concerne l'érosion externe causant une détérioration du couronnement et de la surface des talus par une circulation d'eau superficiel. Au couronnement, le mécanisme de rupture s'amorce à partir d'un bord aval en progressant jusqu'à former une brèche. Cet écoulement peut aussi provoquer des dégâts en pied de talus.

Un dernier cas de rupture concerne un glissement en masse d'un volume important du corps du barrage et/ou de sa fondation qui se déplace le long d'une surface de rupture. Ce mouvement de masse est généralement initié par le développement excessif de pressions interstitielles qui engendre une diminution des contraintes effectives entraînant dans un cas extrême un cisaillement du remblai et/ou des fondations (barrage aval en remblai de San Fernando, USA, sous sollicitations sismiques).

Les cas relatifs aux érosions interne et externe, ainsi que celui du glissement de masse ont des causes en rapport avec la géotechnique des barrages.

Rupture du barrage en remblai de Teton (USA)

Le barrage en remblai de Teton d'une hauteur de 91.5 m, est du type en terre avec un noyau argileux imperméable. Sa rupture a eu lieu le 5 juin 1976 durant son premier remplissage.

Le 3 juin, on constata des sources au niveau du lit de la rivière à environ 450 m à l'aval du barrage. Le lendemain d'autres sources sont apparues au pied aval du barrage. Le 5 juin, les venues d'eau d'un débit initial de 0.5 à 0.8 m³/s se sont développées sur la face aval du barrage à environ 40 m sous le couronnement. L'eau, d'un débit de 0.05 m³/s, sortait en rive droite d'un point proche du contact du barrage avec son appui. Puis de l'eau sale a aussi été vue sortant du talus à proximité du pied du barrage avec un débit 0.7 m³/s. Dans la partie supérieure le débit augmenta continuellement. Plus tard un large trou se forma et érôda le barrage, enfin une brèche apparut au niveau du couronnement. Le barrage se rompit alors complètement.



Rupture du barrage aval en remblai de San Fernando (Van Norman) USA

Le 9 février 1971, au matin, un violent séisme de magnitude 6,6 issu d'une faille de 20 km ébranla la vallée de San Fernando, dans laquelle étaient construits les barrages en remblai amont et aval de San Fernando. Le barrage amont présenta des signes de fissuration et de déformations irréversibles, tandis que la recharge amont du barrage aval glissa de 46 m dans la retenue. Une revanche résiduelle de 1.4 m de matériau en place fissuré subsista. Les reconnaissances montrèrent que la liquéfaction d'une partie inférieure de la recharge amont était responsable du glissement. Le déplacement maximal du pied amont fut de 61 m. La reconstitution de l'accélérogramme établit l'accélération maximale entre 0.55 et 0.6 g et que le glissement se manifesta 20 à 30 secondes après l'arrêt des secousses. La recharge amont glissa pendant 40 s à la vitesse de 1.5 m/s ; la retenue n'était pas pleine. Source: Pathologie des barrages ; de l'analyse au diagnostic. Bulletin du FRCOLD.



Cas du barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie)

Le barrage en remblai de Zeyzoun, d'une hauteur de 43 m et s'étendant sur une longueur de près de 5 km, est de type mixte terre-enrochement (earth-rock dam) avec noyau central.

La capacité de son réservoir est de 71 millions de m^3 et l'eau destinée à l'irrigation est amenée par pompage. Une brèche de 80 m s'est formée le 4 juin 2002 par submersion en raison d'une accumulation trop importante due aux apports qui n'avaient pas été interrompus. Le volume emmagasiné était de 82 millions de m^3 au moment de la rupture.



8. Mesures de protection



Barrage-poids de Robiei en Suisse, hauteur 68 m, année de mise en service 1967 (photo © Forces aériennes suisses).

Pour éviter des désagréments pendant l'exploitation d'un ouvrage d'accumulation, des actions préventives peuvent être entreprises au stade de l'élaboration du projet et en cours d'exécution des travaux. En outre, des interventions pour améliorer la sécurité structurale de l'ouvrage restent possibles pendant l'exploitation.

Au stade du projet, des études géologiques poussées doivent être entreprises. Des campagnes de sondages et d'essais doivent permettre d'obtenir une connaissance approfondie des fondations, ainsi que de ses caractéristiques géologiques et géotechniques (résistance, perméabilité, dissolution, etc.). Sur la base des résultats obtenus, il sera possible de fixer l'implantation du barrage et de définir le mode de traitement du sous-sol (injections, drainage). Une attention doit être portée à l'étanchéité amont et à la perméabilité aval pour éviter les circulations souterraines pouvant affouiller les fondations ou faciliter les infiltrations. La stabilité générale des appuis sera examinée et des mesures éventuelles de confortement par injections ou ancrages seront appliquées.

Pour le dimensionnement des structures, les charges qui seront appliquées à l'ouvrage seront clairement définies, en particulier celles dues aux sous-pressions résultant de la percolation ainsi que les effets d'événements naturels (séisme, crue). La stabilité d'ensemble des structures sera vérifiée sur la base de critères préalablement fixés.

Pour les barrages en béton, des essais permettent de connaître les caractéristiques mécaniques des matériaux (aspects du contact béton-rocher, des reprises de bétonnage et des discontinuités de la masse rocheuse) et de fixer les contraintes admissibles. Pour les barrages en remblai, des essais géotechniques seront menés et des essais de mise en place des remblais entrepris.

Lors de la conception de l'ouvrage, il y a lieu de fixer des données géométriques telles la largeur du couronnement, la hauteur de la revanche, la largeur des passes de l'évacuateur de crue. Des dispositions constructives particulières seront projetées pour la réalisation et la maintenance des organes de décharge, des systèmes de drainage et d'étanchéité, ainsi que le mode de traitement des joints (injections, boîtes de cisaillement, redans). Il s'agit aussi de se déterminer sur le choix de matériaux spéciaux. Pour les barrages en remblai, le système de protection des talus ne doit pas empêcher l'observation visuelle (mise en évidence de tassements, d'instabilités, de fissures, de venues d'eau). Il s'agit également d'éviter d'attirer la faune qui peut creuser des trous et des couloirs, l'obturation des systèmes de drainage par la propagation des racines, l'attaque des dispositifs d'étanchéité. Enfin, le dispositif d'auscultation fait aussi partie du projet.

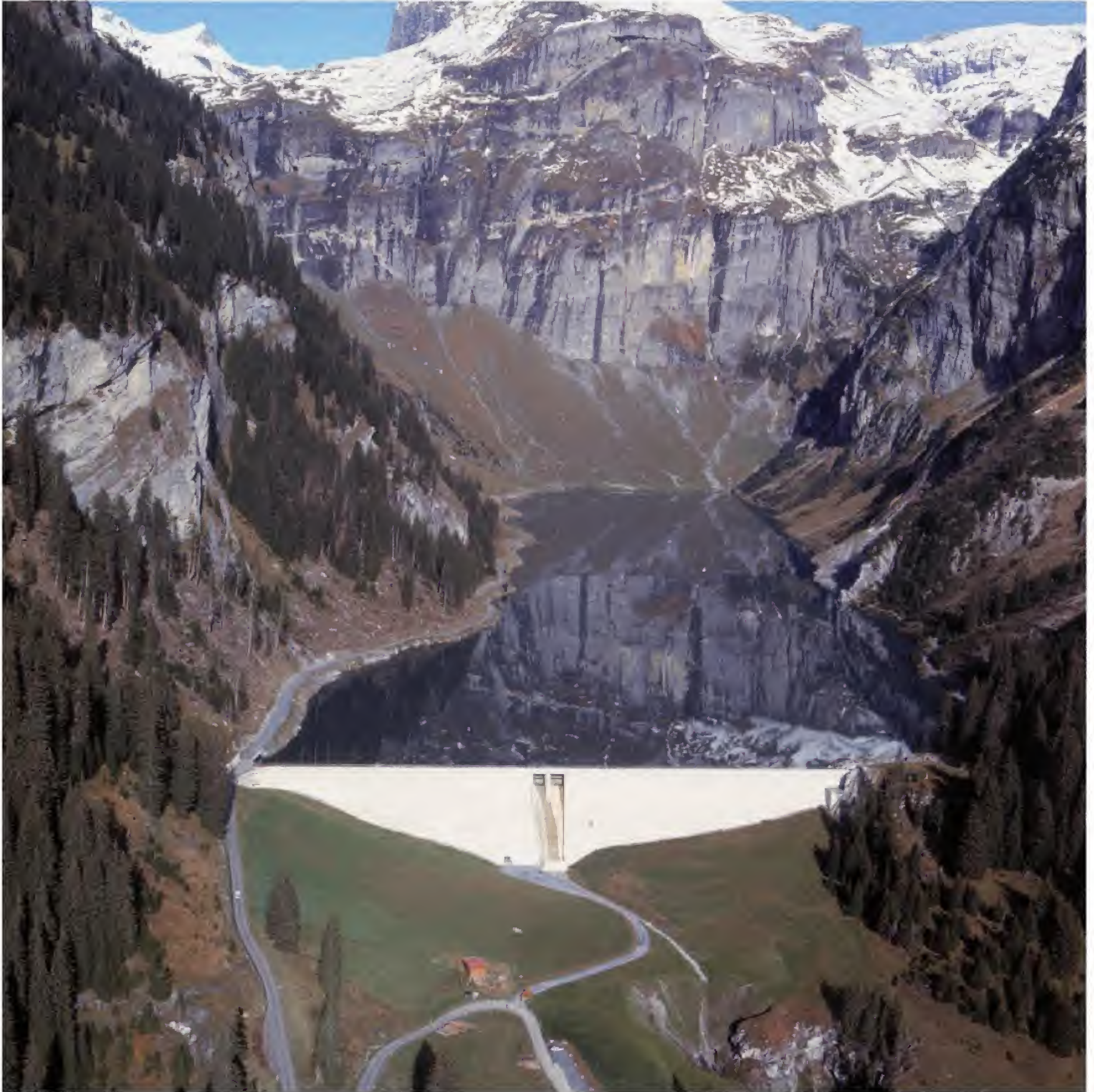
Durant l'exécution des travaux, des contrôles de la qualité des matériaux (agréats et bétons) et des essais des remblais mis en place sont effectués. Il est aussi important d'effectuer le relevé systématique de la géologie des fondations ainsi que de mettre à jour des plans d'exécution pour avoir des informations fiables concernant l'ouvrage construit en cas d'événements particuliers.

En cours d'exploitation, l'entretien, les contrôles et les mesures sont des travaux qui doivent être organisés et exécutés¹. On ne peut que recommander de procéder à des analyses périodiques de la sécurité afin de s'assurer que l'ouvrage répond aux exigences les plus récentes. En cas de nécessité, des mesures de confortement peuvent être entreprises, telles que le renforcement de la stabilité par ancrages, la réalisation ou l'amélioration du système de drainage, des consolidations par injection du béton ou de la fondation, l'amélioration du voile d'étanchéité, l'exécution d'une paroi d'étanchéité ou la mise en place d'une membrane. Suite aux crues de 1978 en Suisse, de nouveaux critères concernant la sécurité en cas de crue ont été établis. Suite à des examens menés sur la base de ces nouvelles hypothèses, des travaux ont dû être entrepris sur près d'une vingtaine d'ouvrages. Une modification de l'évacuateur de crue ou du couronnement et la création d'un parapet ont été les principales mesures prises. Une évaluation de la sécurité vis-à-vis

¹ Ces tâches sont décrites en détail dans la partie VIII, exploitation.

des séismes menée aux USA et concernant plus de 1200 barrages a montré que des mesures confortatives étaient nécessaires pour plus d'une centaine d'entre eux (en majorité des barrages en remblai) (Babbitt, 2003). Des restrictions d'exploitation ont été imposées comme première mesure jusqu'à la fin de la réalisation des travaux. Les améliorations apportées concernent des renforcements structuraux (construction de risbermes, de contreforts, traitement de la fondation), la réhabilitation des organes de décharge, l'augmentation de la revanche, l'élargissement du couronnement, l'adoucissement des pentes des talus ou le remplacement en fondation de matériaux inappropriés.

9. Analyse de risques



Barrage-poids de Panix en Suisse, hauteur 53 m, année de mise en service 1989 (photo K. Maj Nigg).

L'analyse de risques a trouvé ses applications en premier lieu dans les secteurs industriels et des systèmes mécaniques complexes, en particulier dans les milieux aéronautiques et du nucléaire. Elle représente dans le domaine de la gestion des risques une contribution importante à la réduction d'effets potentiels défavorables consécutifs à un accident sans pour autant les éliminer en totalité. En effet, cette démarche permet d'examiner et de prévenir les risques inhérents à l'utilisation d'un dispositif (moyen de production, produit ou composants structuraux) et par conséquent à améliorer sa sécurité. Par ailleurs, le recensement de défaillances de ces éléments alimente des bases de données utiles pour des analyses statistiques dans le cadre d'études de fiabilité.

Dans le domaine du génie civil, et en particulier celui des barrages, l'approche basée sur les risques pour l'évaluation de la sécurité est relativement récente. Il faut souligner que chaque barrage est considéré comme un prototype, c'est-à-dire comme une pièce unique, au contraire de produits sortant d'usines. Des pays, parmi lesquels le Canada, l'Afrique du Sud, l'Australie, les pays nordiques, ont joué un rôle de pionniers dans cette spécialité. Les réticences émises à l'égard de cette méthode sont dues au fait que les concepts déterministes ont prouvé leur efficacité. Cependant, il est admis que l'analyse de risques peut se révéler, sans les remplacer, un outil complémentaire aux méthodes traditionnelles. Elle est susceptible d'apporter une contribution intéressante pour diagnostiquer des événements et leurs conséquences (étude causes-conséquences). Pour ses adeptes, la démarche basée sur les risques est une aide à la prise de décision pour protéger la population face aux conséquences d'une rupture d'un ouvrage, pour fixer les priorités et la répartition des investissements ou justifier des mesures en vue de réduire les risques.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments essentiels sur lesquels se base l'analyse de risque².

² Les propos de chapitre se basent particulièrement sur le rapport interne du Groupe de travail « Analyse de risques » du Comité suisse des barrages et le rapport général de la question 76 du XX^e Congrès des grands barrages, Beijing 2000 (Kreuzer, 2000).

9.4 Cadre théorique de l'analyse de risques

9.4.1 Généralités

Il n'existe pas de processus unique pour effectuer une analyse de risques. Cependant, la démarche choisie doit permettre d'identifier les risques, ainsi que les incertitudes qui leur sont liées. Ces dernières ont notamment trait à l'hydrologie, la sismologie, la géologie, les charges, la qualité de la construction, les

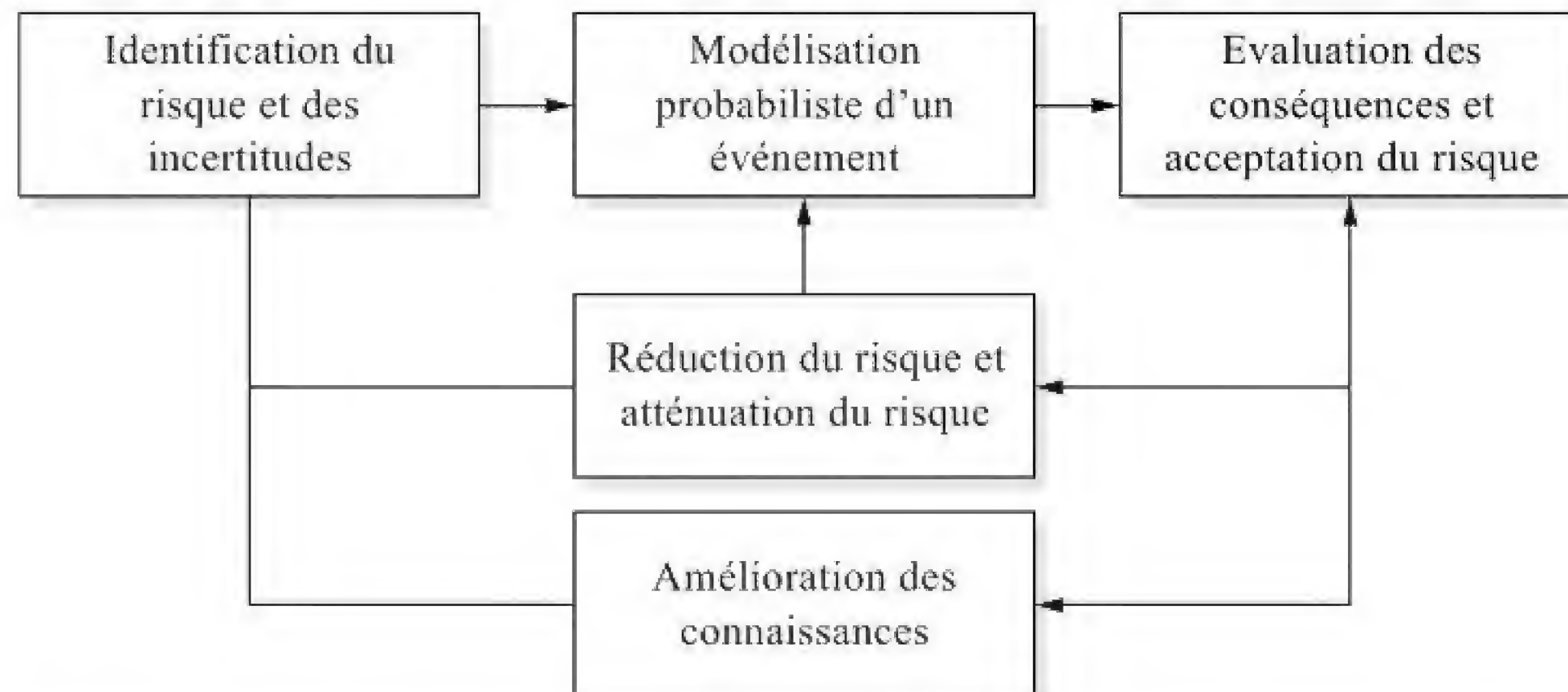


Fig. 9.1 Cadre général de la gestion du risque (selon Faber et Stewart, 2001).

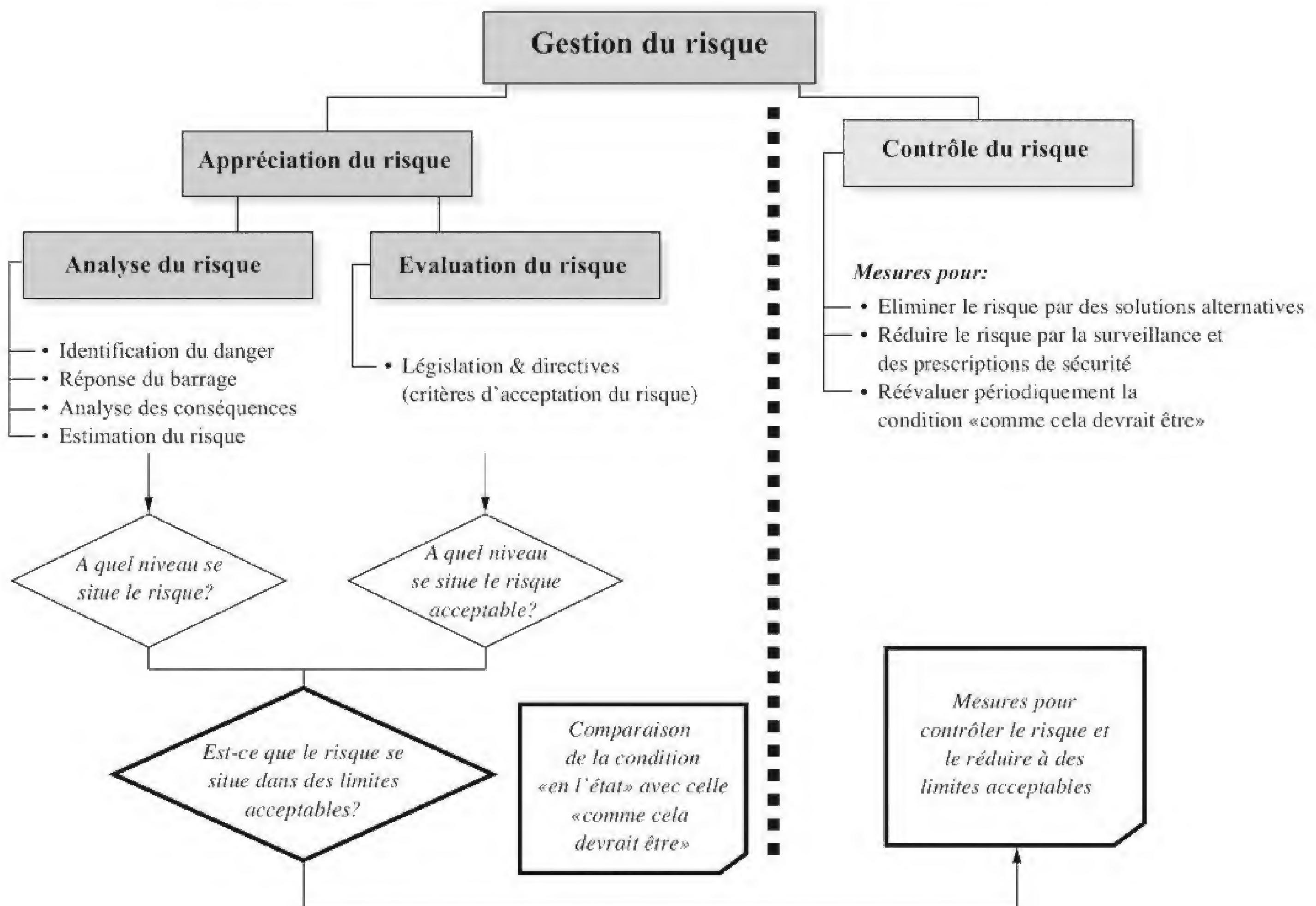


Fig. 9.2 Exemple de terminologie utilisée dans la gestion des risques (selon Kreuzer, 2000).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Tableau 9.3 Définitions de termes utilisés dans l'analyse de risques (Kreuzer, 2000) (suite et fin).

Évaluation du risque	Étape durant laquelle valeurs et jugement entrent dans le processus de décision par la prise en compte de l'importance des risques estimés et leurs conséquences sociales, économiques et environnementales dans le but d'identifier des solutions pour la gestion des risques.
Évaluation quantitative du risque	Technique d'évaluation de la probabilité d'un événement non voulu et des conséquences mesurables de celui-ci en termes de victimes et de pertes socio-économiques.
Fonction de densité de probabilité	Fait ressortir l'intensité de probabilité d'une variable aléatoire continue ; cette fonction ne correspond pas à une probabilité, c'est l'aire délimitée par cette fonction qui est la probabilité.
Gestion des risques	Stratégie globale et dynamique d'évaluation, de traitement et de gestion des risques qui menacent le bien-être (fig. 9.1).
Identification d'un danger	Reconnaissance de l'existence d'un danger et définition de ses caractéristiques.
Incertitude statistique (épistémique, aléatoire)	Incertitude sur les variations entre échantillons de résultats d'observations expérimentales ou de contrôles.
Probabilité conditionnelle	Probabilité après apparition d'un événement antérieur éventuel.
Risque	(1) Mesure de la probabilité et de la gravité d'un événement négatif pour la vie humaine, les biens, l'environnement. Le risque est évalué selon la prévision mathématique des conséquences de la réalisation de l'événement négatif (c'est le produit de la probabilité d'occurrence de l'événement multipliée par les conséquences). (2) Probabilité de conséquences négatives ; les chances de perdre un pari.
Risque socialement acceptable	Niveau de risque socialement acceptable en termes d'événements qui ont un impact sur la société au niveau local, régional ou national.
Rupture d'un ouvrage de retenue	Rupture ou mouvement d'un ouvrage de retenue, d'une partie d'ouvrage ou de sa fondation suite à une charge statique ou dynamique tel que l'ouvrage ne soit plus en mesure de retenir l'eau.
Simulation aléatoire de type Monte-Carlo	Procédure destinée à simuler les processus stochastiques par la sélection aléatoire de valeurs, proportionnellement aux fonctions de densité de probabilité connues.
Suivi	Processus d'évaluation à intervalles réguliers de la portée des décisions prises en relation avec les risques.
Théorie de Bayes	En analyse probabiliste, cadre formalisé qui intègre, d'une part, le jugement intuitif et subjectif et, d'autre part, les observations, afin d'arriver à une estimation équilibrée.

9.4.2 Structure de l'analyse de risques

Bien entendu, le processus d'analyse de risques comprend plusieurs étapes pour déterminer si le risque associé à une certaine activité est acceptable ou pour servir de base à une prise de décision. À titre d'exemple, le tableau 9.4 énumère les points principaux généralement traités dans une analyse de risque.

Tableau 9.4 Exemple de séquences d’une analyse de risques (selon Faber et Stewart, 2001).

Définition du cadre de l’analyse de risques
• Description du contexte
• Définition du système
Analyse du risque
• Identification des dangers et de ses sources (scénarios)
• Estimation des risques
– Analyses des conséquences et des probabilités
– Scénarios des risques (étude de sensibilité)
Evaluation des risques
• Acceptabilité du risque
• Prise de décision(s) / Analyse d’option(s)
Contrôle du risque
• Traitement des risques (gestion des risques)
• Surveillance et suivi

9.4.3 Définition du cadre de l’analyse

Il faut tout d’abord définir clairement le contexte dans lequel l’analyse de risques sera effectuée. Les problèmes seront identifiés et les objectifs fixés. Il faut connaître à qui sont destinés les résultats de l’analyse et évaluer les aspects politiques, sociaux, financiers et économiques qui peuvent influencer le déroulement de l’analyse. La définition des risques acceptables en fonction de la sécurité des personnes (préjudice, maladie ou décès), des problèmes économiques (destruction, perte de production) et des critères environnementaux (dégradation de l’environnement, impact sur la faune et la flore) constitue une phase importante de l’analyse de risque.

Il est bon de préciser le système et ses caractéristiques (techniques, cadre environnemental) ainsi que son organisation afin de bien comprendre son fonctionnement et son comportement. La description du système influencera le niveau de détail de l’analyse (fig. 9.5).

Niveau Portfolio			
Barrage A	Barrage B	Barrage C	Barrage D

Niveau système barrage				
Barrage principal	Contre-barrage	Evacuateur de crue	Vidange de fond	Prise d’eau
Conduite forcée			Retenue	

Niveau structure barrage		
Fondation	Structure béton	Accès
Système d’alimentation électrique		

Niveau sous-structure barrage		
Système de drainage		Contact rocher / béton
Particularités du barrage	Rideau d’injection	Dispositif d’auscultation

Fig. 9.5 Composantes du système barrage (selon CSB, 2000).

9.4.4 Analyse du risque

Identification des dangers et de leurs sources

A la question « que pourrait-il se passer ? » correspond une étape d'identification de l'ensemble des dangers potentiels et de leur(s) source(s) dont les conséquences seront probablement néfastes pour la population, l'économie et l'environnement. Les sources sont liées à des causes techniques, naturelles ou humaines³. Il faut relever que dans le domaine du génie civil, l'erreur humaine peut intervenir aux stades du projet, de la construction, de l'exploitation et de l'entretien. Il y a lieu de mentionner qu'un danger peut conduire à la ruine totale ou partielle du système global ou d'un de ses composants, voire d'un sous-système. Il est adéquat de dresser une liste de tous les modes de rupture en ne retenant que ceux qui sont les plus plausibles. Il ne faut pas négliger les résultats des inspections in situ qui permettent de mettre en évidence des points faibles. Ces derniers devraient aussi entrer en ligne de compte dans la sélection des causes primaires. Cette démarche donne la possibilité de tirer les conclusions adéquates pour la suite de l'analyse.

Dans un premier temps, on peut envisager une analyse préliminaire des dangers en identifiant de manière simple les événements conduisant à des situations critiques, leurs causes possibles et enfin leurs effets. Des premières mesures pourraient être aussi envisagées (tab. 9.6).

Tableau 9.6 Exemple d'analyse préliminaire de danger (selon Jenssen, 1997).

Danger	Causes	Conséquences	Mesures
Niveau du plan d'eau trop élevé	Défaut d'ouverture des vannes	Accès à la chambre des vannes bloqué(s)	Redondance du mécanisme d'ouverture des vannes
	Passe(s) de l'évacuateur de crue bloquée(s)	Submersion du couronnement	Elimination des débris flottants
	Apports excédant la capacité de l'évacuateur de crue	Rupture du barrage	Elargissement des passes Augmentation de la capacité d'évacuation

L'étape suivante consiste à rechercher et à analyser divers scénarios sur la base d'un système logique. Diverses techniques d'identification de modes de défaillances et de leurs effets ont été développées qui donnent aussi des informations utiles pour l'établissement d'arbres logiques⁴. Enfin, il est important à ce niveau de l'étude de recourir à l'expérience acquise notamment en recourant à un jugement d'expert et en réunissant une documentation relative à des événements ayant conduit à des accidents, voire à des ruptures.

Analyse par arbres logiques de défaillances et d'événements

Un point fondamental de l'analyse de risque concerne l'établissement d'arbres logiques qui mettent en relation des événements initiateurs (causes) et leurs conséquences (événements conduisant à une condition critique). Cette approche séquentielle offre la possibilité de préciser une suite d'événements individuels aboutissant à des dommages indésirables, éventuellement à une rupture. Une probabilité d'occurrence est assignée à chaque branche de l'arbre. Ces probabilités peuvent être obtenues par une analyse statistique (probabilité objective) ou par un jugement d'expert (probabilité subjective), voire une combinaison des deux. Ce travail d'évaluation, tant qualitatif que quantitatif, comporte une part importante de jugement.

³ Les causes et les modes de rupture possibles ont été décrites auparavant dans le chapitre 7.

⁴ Par exemple : *Failure Mode and Effect Analysis* (FMEA), *Failure Mode Effect and Criticality Analysis* (FMECA), *Hazard and Operability Studies* (HAZOP).

L'analyse traditionnelle de risque comprend les arbres logiques suivants :

- l'arbre des défaillances (ou des causes) – *fault tree*,
- l'arbre d'événements (ou des conséquences) – *event tree*,
- le diagramme causes-conséquences.

L'arbre de défaillances est un diagramme logique unidirectionnel (sans boucle, ni retour) qui permet de remonter aux causes d'événements conduisant à des situations dangereuses (conclusion déductive). Partant d'un événement indésirable (*top event*), le processus est rétroactif jusqu'aux causes (événements initiateurs). Lors de l'établissement d'un arbre de défaillances, des symboles sont utilisés pour décrire les portes logiques et les événements. Selon l'exemple de la figure 9.7, des probabilités (p_{11} , p_{12} et p_{13}) sont assignées dans un premier temps aux événements de base E_{11} , E_{12} et E_{13} (événements initiateurs), puis les probabilités d'occurrence des autres événements sont calculées de manière séquentielle en tenant compte des portes logiques.

Quant à l'arbre d'événements, il permet d'établir toutes les conséquences possibles d'événements précurseurs qu'il s'agit d'identifier (démarche inductive). Un événement initiateur peut induire une première série d'événements, qui eux-mêmes peuvent conduire à une nouvelle série d'événements. La progression se poursuit jusqu'à atteindre le dernier niveau possible. Il faut remarquer qu'un événement induit ne peut avoir lieu que si l'événement précédent s'est produit. La somme des probabilités en un nœud est toujours égale à 1. Le degré de détail des arbres logiques peut jouer un rôle significatif sur les résultats de l'analyse de risque. Enfin, on procède au calcul de la probabilité des différents types de rupture envisagés et le résultat final est obtenu en multipliant les probabilités de tous les événements figurant dans la séquence (fig. 9.8 et fig. 9.9).

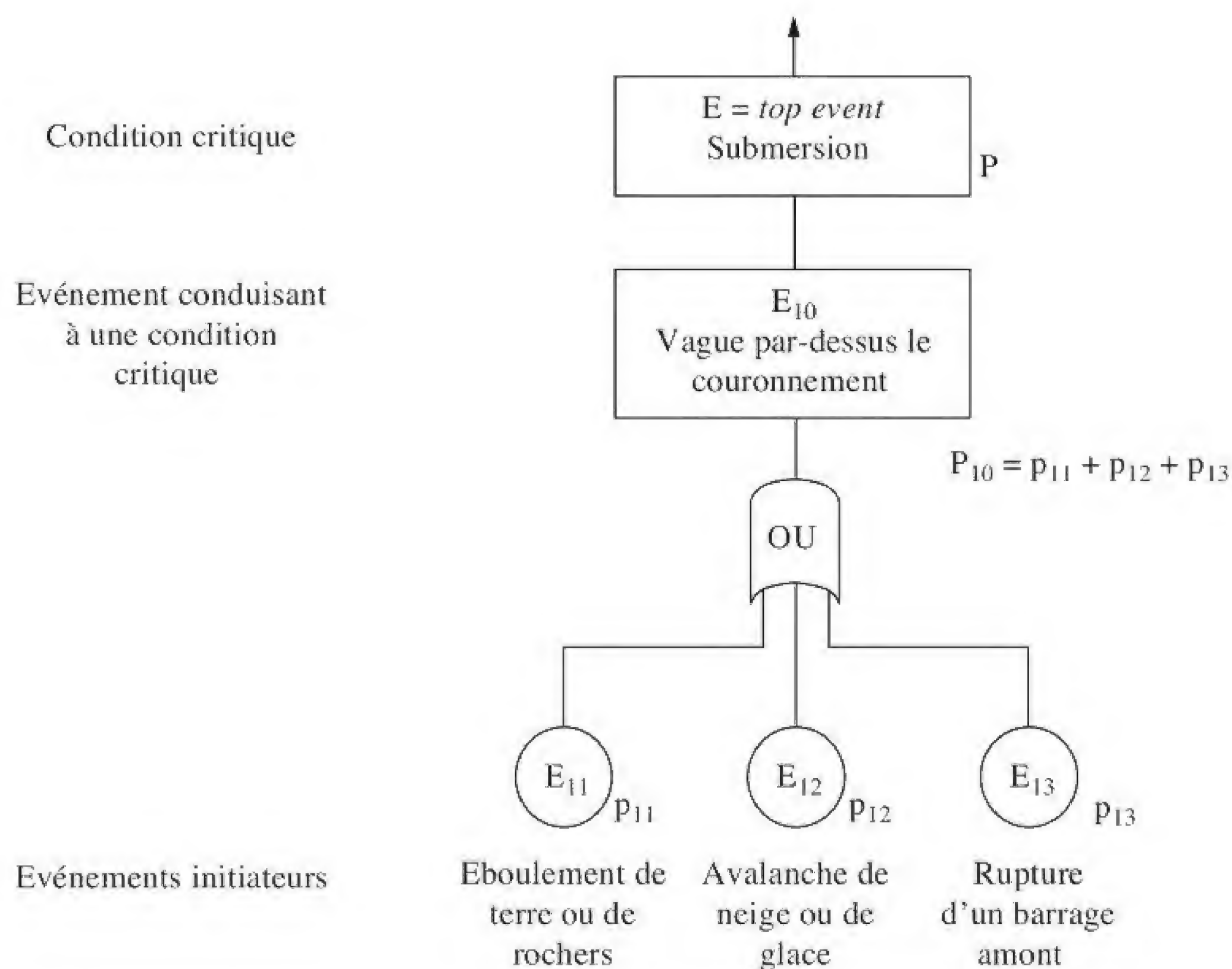


Fig. 9.7 Exemple d'un arbre de défaillances partiel pour un cas de submersion par une vague (selon Grütter et Schnitter, 1982).

Le risque lié à un événement extraordinaire peut être aussi estimé sur la base du déroulement séquentiel de l'analyse cause-dommage-conséquence. Il s'agit d'une combinaison d'arbres de défaillances et d'arbres d'événements. L'exemple de la figure 9.10 est basé sur un concept de six étapes (Bury et Kreuzer, 1986).

Pour les barrages, les événements qui peuvent conduire à des situations exceptionnelles concernent les crues, les séismes, des instabilités de pentes ou de versants, mais également des erreurs de projet, de

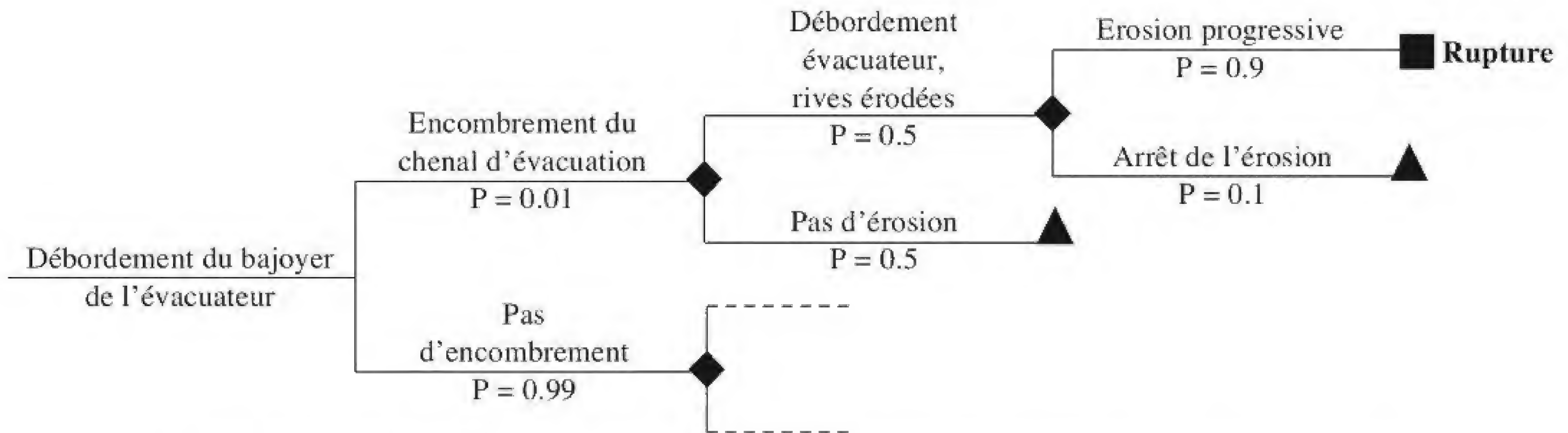
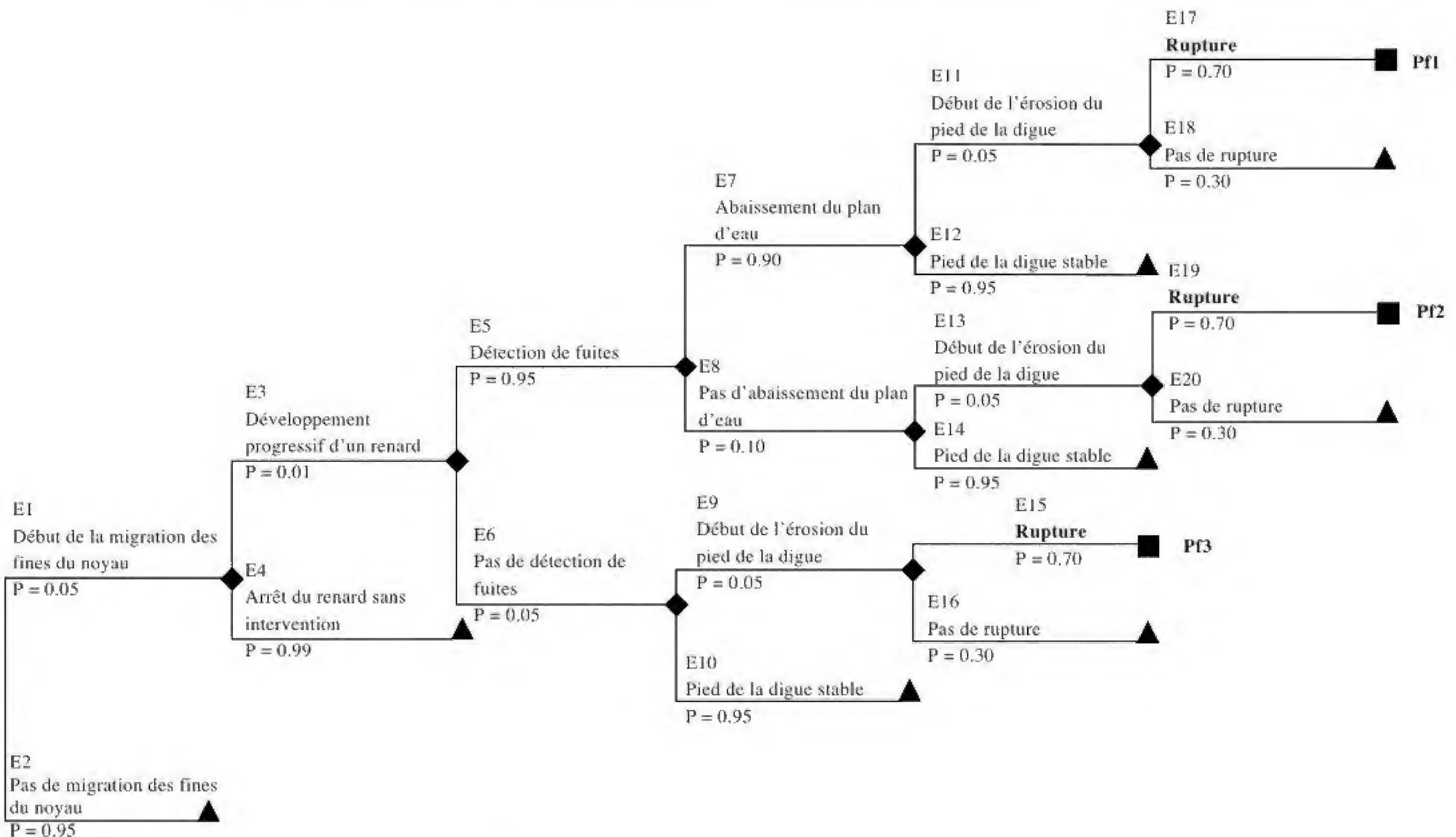


Fig. 9.8 Exemple d'arbre d'événements pour un cas de débordement (selon Le Delliou, 1998).



$$Pf_1 = P_1 + P_3 + P_5 + P_7 + P_{11} + P_{17} = 3.0 \cdot 10^{-6}$$

$$Pf_2 = P_1 + P_3 + P_5 + P_8 + P_{13} + P_{19} = 1.7 \cdot 10^{-6}$$

$$Pf_3 = P_1 + P_3 + P_6 + P_9 + P_{15} = 8.8 \cdot 10^{-7}$$

$$\Sigma Pf_i = Pf_1 + Pf_2 + Pf_3 = 5.6 \cdot 10^{-6}$$

Fig. 9.9 Exemple d'arbre d'événements pour le cas d'une érosion interne (piping) (selon Johansen, Vick, Rikartsen, 1997).

construction ou d'opération. Ces événements déclenchent des conditions de danger. Groupées sous les modes de rupture, les probabilités de rupture, ici P_1 à P_4 , sont obtenues à partir d'arbre d'événements. La probabilité totale est égale à la somme. Une évaluation des conséquences fournit le risque de chaque scénario, R_1 à R_4 .

Les séquences de la figure 9.10 sont aussi représentées sous une forme de blocs-diagrammes dans la figure 9.11 pour toutes les étapes de l'analyse cause-conséquence. Les blocs peuvent être remplacés par un diagramme plus détaillé d'événements interconnectés, par exemple par des arbres logiques d'événements.

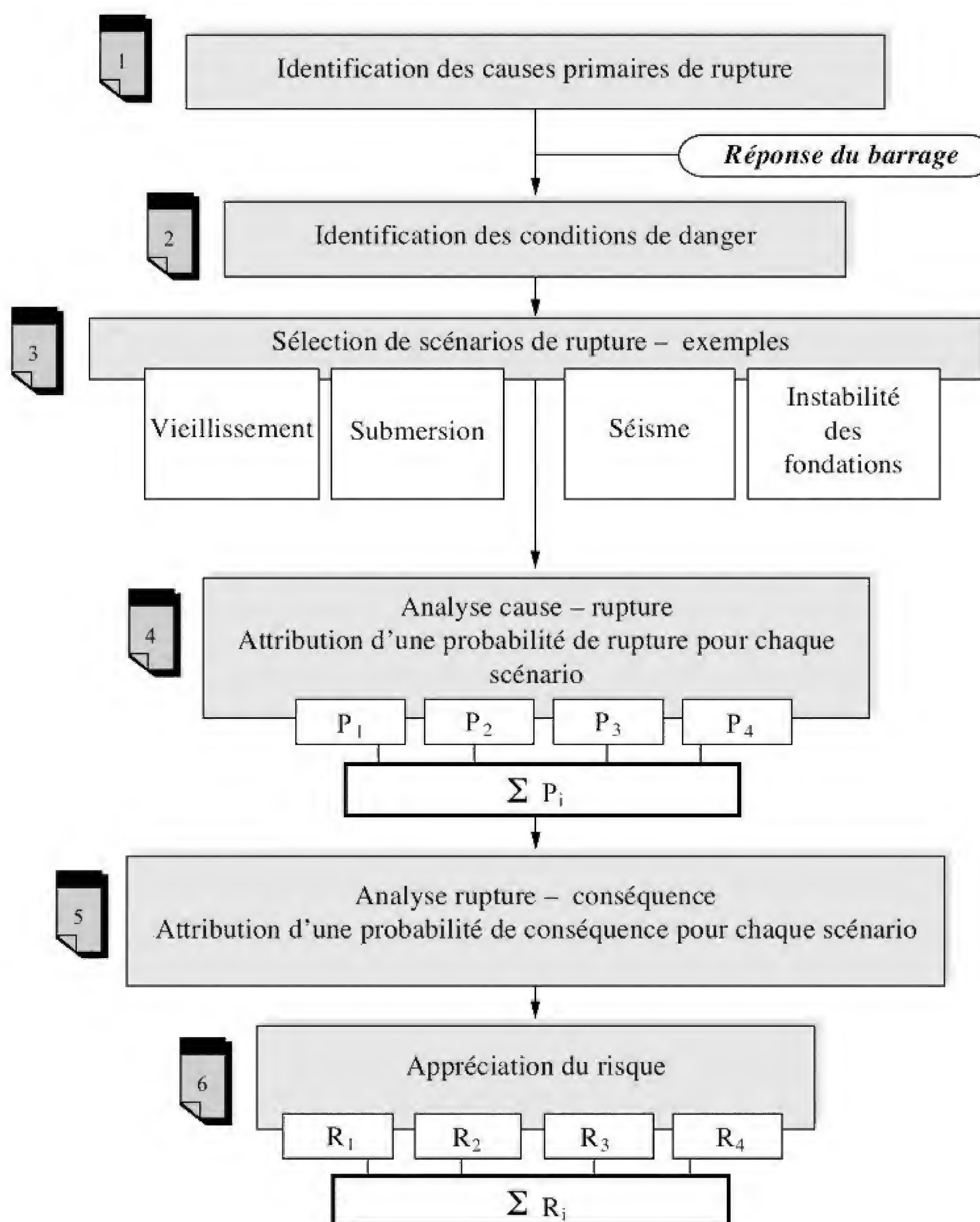


Fig. 9.10 Six étapes de l'analyse séquentielle cause-conséquence pour l'évaluation de la sécurité d'un barrage (selon Bury et Kreuzer, 1986).

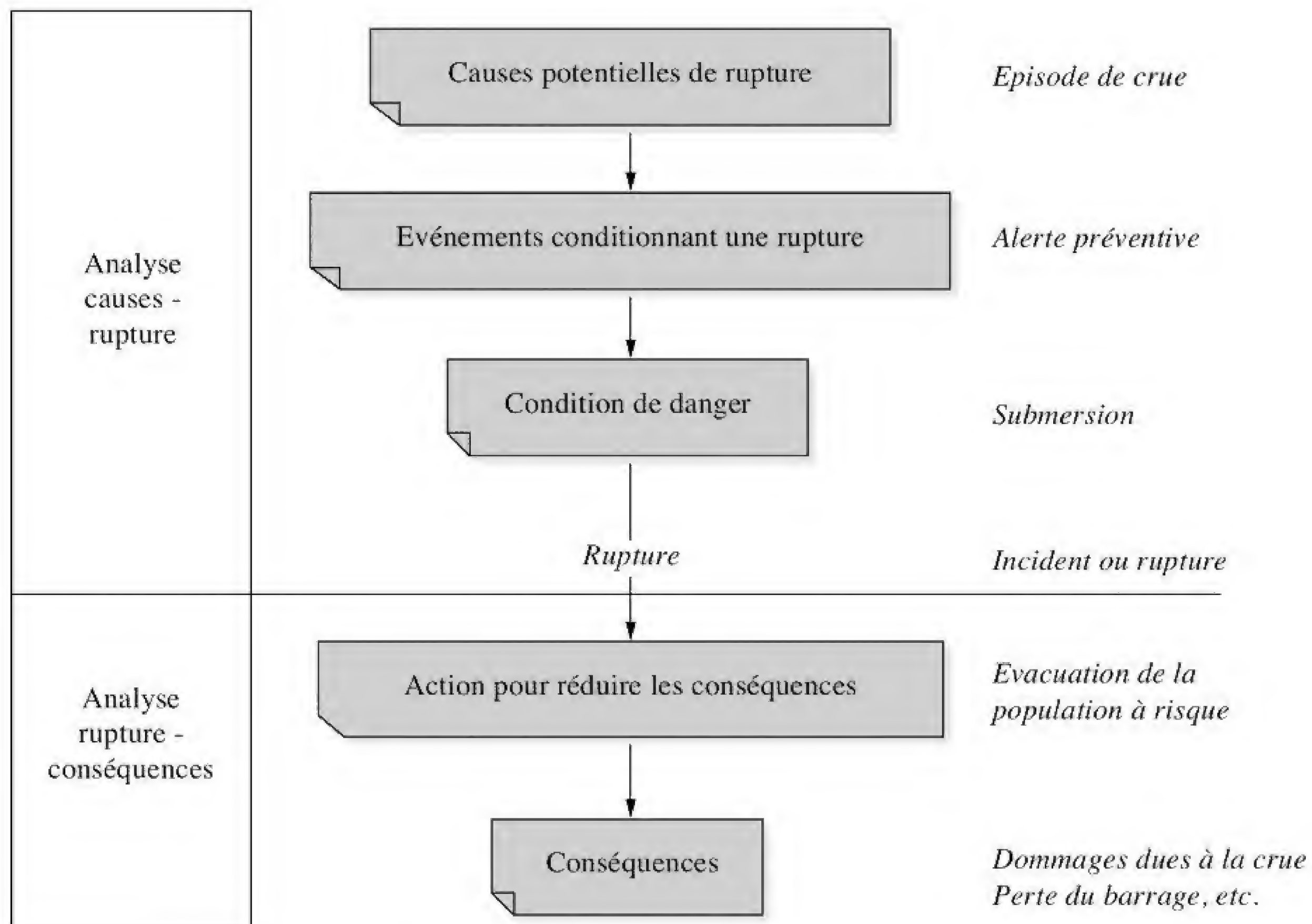


Fig. 9.11 Bloc-diagramme généralisé pour une analyse cause-conséquence.

Prise en compte des incertitudes

L'incertitude est une notion délicate et omniprésente dans le domaine des barrages. Une tâche consiste à examiner quelles sont leurs sources, dont les plus courantes, lorsqu'il s'agit de risque, figurent dans le tableau 9.12 (Kreuzer, 2000).

Tableau 9.12 Sources des incertitudes (Kreuzer, 2000).

Sources / Types	Exemple d'origine	Traitement analytique
Physique	Connaissances imparfaites de la géologie, de l'hydrologie, du comportement mécanique	Densité de probabilités bornées, simulation de Monte-Carlo
Statistique	Dispersion d'un échantillon à l'autre	Ecart type, erreur moyenne, limites de confiance
Epistémique	Modèles mathématiques simplifiés	Simulation de Monte-Carlo, théorie de Bayes, arbres d'événements
Décision	Idées humaines subjectives sur une condition cachée	Arbres d'événements, théorie de Bayes
Prédiction	Evénement futur incertain	Arbres d'événements, théorie de Bayes
Réaction du public	Manque de confiance, impossibilité de faire régner la confiance	Communication
Erreur humaine		Théorie des erreurs grossières

Le traitement des incertitudes est varié et peut être abordé de trois manières : les cerner par un supplément d'information, les éviter par une modification du projet voire la mise en œuvre d'actions ou prendre des mesures préventives et de formation.

9.4.5 Estimation du risque

Analyse des conséquences

L'analyse des conséquences consiste à évaluer les dommages à l'aval suite à un écoulement incontrôlé consécutif à une rupture totale ou partielle d'un barrage voire un passage d'une vague par-dessus le couronnement⁵. Les répercussions d'une telle catastrophe vont directement affecter la population et son environnement.

Pour obtenir une image de l'impact, il y a lieu de définir le mode de rupture et de calculer l'extension d'une onde de submersion. Les conséquences d'une rupture engendrent, d'une part, des pertes directes pour tout ce qui se trouve dans la zone inondée et, d'autre part, des pertes indirectes telles les répercussions sur l'économie, ainsi que des effets telles des atteintes physiques et morales au sein de la population et une perte de confiance de celle-ci. Les conséquences se mesurent en termes d'unité monétaire pour les dommages sociaux, économiques et environnementaux qui ont été causés et en termes de mise en danger de vies humaines. On a essayé de quantifier la valeur économique des victimes, ce qui ne va pas sans poser un problème d'éthique, car on admet que des vies sont en jeu.

Evaluation des probabilités

Les données utiles pour une analyse de risque sont obtenues à partir de bases de données statistiques concernant les ruptures et les incidents, par des avis d'ingénieurs expérimentés et par traitement analytique (Kreuzer, 2000).

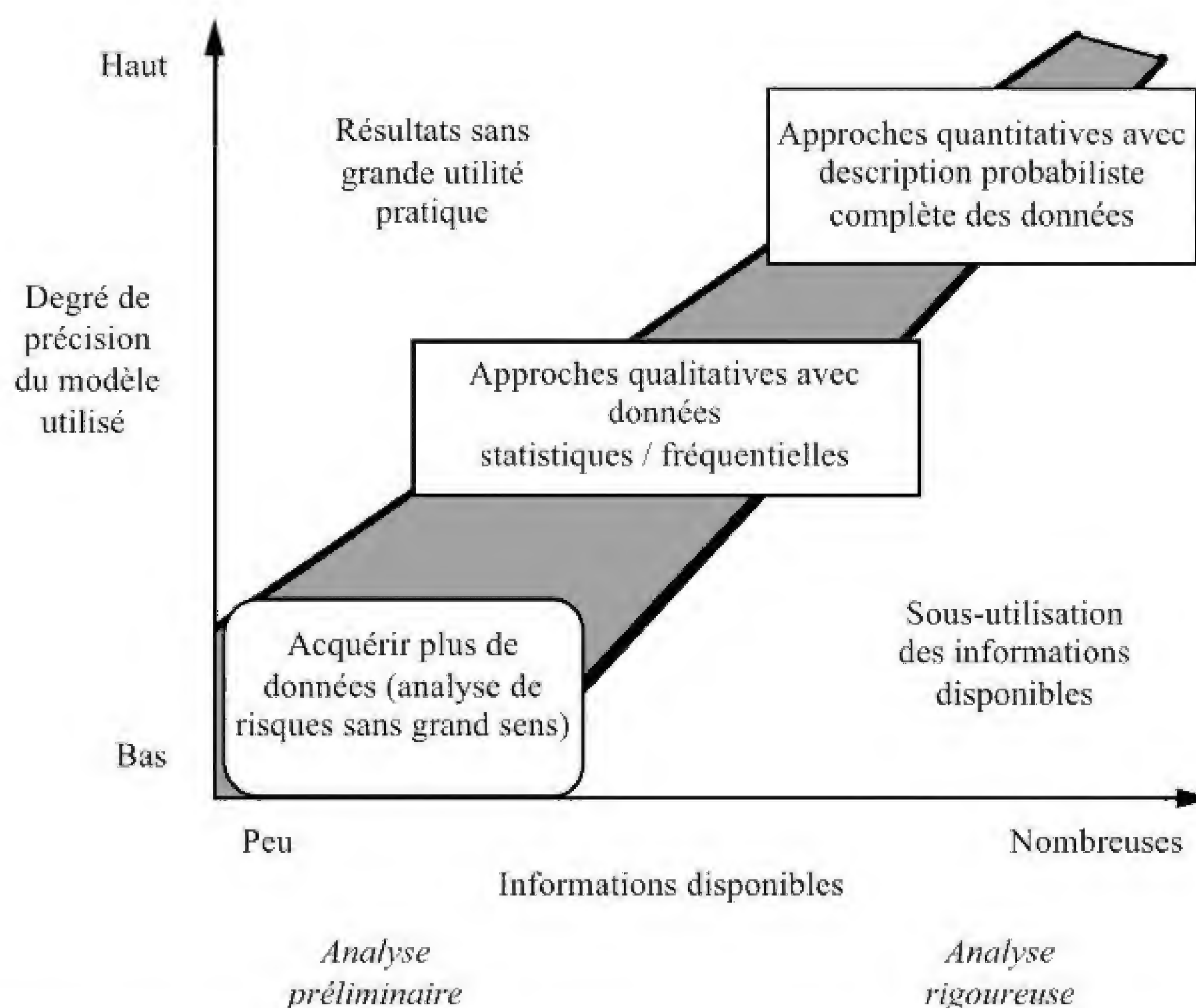


Fig. 9.13 Hiérarchie des démarches : type de technique et niveau d'information (selon Kreuzer, 2000).

⁵ Les causes ont été exposées dans les chapitres précédents.

L'évaluation des probabilités d'occurrence, qui sont présentes à divers stades de l'analyse, dépend de la qualité et de la quantité des données disponibles, ce qui implique une recherche rigoureuse. Il est aussi recommandé de les examiner et de vérifier si leur niveau est approprié avec l'objectif fixé. Par ailleurs, il faut relever que le nombre des données nécessaires sera différent selon que la décision à prendre se situe à un niveau préliminaire ou définitif (fig. 9.13).

Les statistiques sont utiles pour apprécier les probabilités utilisées pour les arbres logiques de défaillances et d'événements, pour effectuer des analyses coûts-bénéfices de barrages moyens et pour calibrer les jugements. La littérature offre passablement de données, toutefois le progrès passe par une meilleure qualité et une meilleure diffusion des informations.

Le jugement est utile pour l'interprétation de données statistiques et il aide à valider ou réfuter des résultats analytiques. En outre, le jugement d'un professionnel améliore la fiabilité et réduit le nombre d'options au stade de la prise de décision. Par ailleurs, une réponse peut être émise sous forme verbale ; pour la transcrire en probabilité, des experts ont établi des tableaux de conversion (tab. 9.14).

Tableau 9.14 Conversion en probabilité de descriptions verbales.

Description verbale	Probabilité		
	Vick	Hoeg	Cyganiewicz et Smart
Virtuellement impossible (<i>virtually impossible</i>)	0.01	0.01 (0.001)	0.001
Très peu probable (<i>very unlikely</i>)	0.1	0.1	0.01
Peu probable (<i>unlikely</i>)			0.1
Neutre (<i>neutral</i>)	0.5	0.5	0.5
Probable (<i>likely</i>)			0.9
Très probable (<i>very likely</i>)	0.9	0.9	0.99
Virtuellement certain (<i>virtually certain</i>)	0.99	0.99 (0.999)	0.999

9.4.6 Evaluation du risque

Calcul du risque

Le risque est défini par le produit de la probabilité d'une conséquence particulière avec l'importance de cette conséquence exprimée par exemple en unité monétaire. Le risque total est donné par la somme de toutes les conséquences possibles en unité monétaire⁶:

$$R = \sum_i (P_i \times C_i)$$

⁶ Ce calcul est généralement fait de manière séparée pour les différentes classes de conséquences (conséquences matérielles et conséquences humaines).

Un exemple de calcul de risque pour le cas de submersion par-dessus un couronnement est donné par le tableau 9.15 ; les valeurs concernant les diverses conséquences envisagées sont tirées de l'article « Analytical Risk Assessment for Dams » (Grütter et Schnitter, 1982).

Tableau 9.15 Exemple de calcul de risque pour un cas de submersion d'un barrage (selon Grütter et Schnitter, 1982).

Cas	Conséquences particulières		Probabilités	Conséquences (en terme d'unité monétaire)	Risque
			p.a.	10 ⁶ US \$ p.a.	US \$ p.a.
Submersion passagère	A	Dégât(s) au barrage et/ ou aux installations	1.06 · 10 ⁻⁵	3	30
	B	Dégât(s) au barrage et/ ou aux installations, dégâts dus à l'inondation et perte de production	5.00 · 10 ⁻⁶	100	500
	C	Dégât(s) au barrage et/ ou aux installations, dégâts dus à l'inondation, perte de production et victimes	2.15 · 10 ⁻⁶	250	540
	D	Dégâts dus à l'inondation, perte du barrage et perte de production	6.30 · 10 ⁻⁷	600	380
	E	Dégâts dus à l'inondation, perte du barrage et perte de production et victimes	2.70 · 10 ⁻⁷	850	230
Submersion continue	A	Dégât(s) au barrage et/ ou aux installations	1.94 · 10 ⁻⁴	5	970
	D	Dégâts dus à l'inondation, perte du barrage et perte de production	1.45 · 10 ⁻⁵	900	13 000
	E	Dégâts dus à l'inondation, perte du barrage, perte de production et victimes	2.55 · 10 ⁻⁶	1200	3060
Total					18 710

Acceptation du risque

Il est souhaitable que le risque soit réduit à un niveau jugé admissible (acceptable, voire tolérable) par la société. L'acceptation du risque dépend généralement de la valeur attribuée aux choses, de la confiance, de l'attitude de la société.

Savoir si le risque est tolérable implique une démarche externe, qui sort du domaine couvert par les méthodes de quantification habituelles. La dimension humaine est ici prépondérante ; l'estimation des risques n'acquiert en effet sa réelle signification que lorsque les personnes concernées prennent position face à eux. Afin de déterminer la tolérance aux risques posés par les ouvrages d'accumulation, il convient donc de déterminer l'attitude qu'une population pourrait avoir face aux conséquences négatives d'un

événement sortant de l'enveloppe des phénomènes généralement admis. Cette attitude dépend quant à elle de multiples facteurs : situation socioculturelle des personnes concernées, échelle des valeurs de la société touchée par l'événement, évolution générale des besoins en sécurité, projets de développement d'un territoire, etc. (CSB, 2003).

Les domaines touchés par ce volet sortent d'évidence du champ d'activité de l'ingénieur. L'irrationnel intervient pour une part importante dans la perception par la population d'un danger mal défini. Les disciplines aptes à caractériser cette tolérance au risque sont à chercher dans le domaine des sciences humaines.

Par ailleurs, l'analyse de risque met en balance, dans sa démarche, les pertes de vies humaines et leur probabilité d'occurrence. Implicitement, elle admet que certaines vies puissent être potentiellement sacrifiées, pour autant que la viabilité d'un projet le justifie.

Par rapport aux conséquences sur les personnes, on peut énoncer deux critères :

- le risque individuel qu'une personne est prête à admettre pour elle-même et qui peut être différent selon que l'individu est placé volontairement ou non dans une situation critique ;
- le risque sociétal qui traduit le fait que plus un événement peut entraîner de victimes, plus il est collectivement insupportable.

L'évaluation du risque met en parallèle les risques calculés (probabilités d'événements \times conséquences) et des niveaux des risques jugés admissibles par la société ou le maître d'ouvrage. Le développement des critères de l'acceptation du risque fait appel à (Faber et Stewart, 2001) :

- la perception du risque (garantir un niveau du risque du système acceptable ou tolérable),
- l'analyse pour une décision formelle (technique d'analyse pour équilibrer et comparer le risque par rapport au bénéfice), et/ ou
- des objectifs pour une sécurité réglementée (cadre législatif, directives pour l'élaboration et l'exécution de critères d'acceptation du risque).

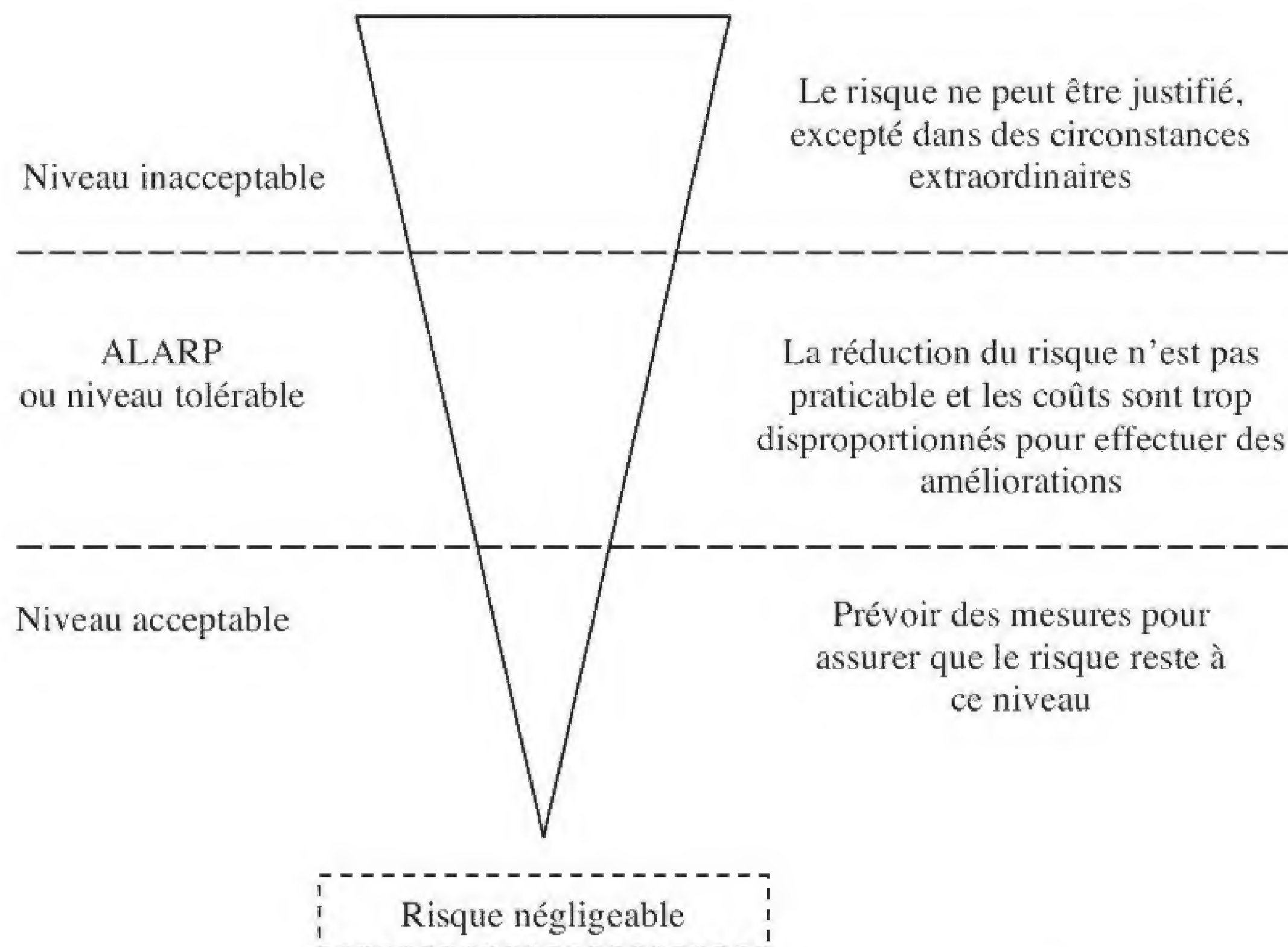


Fig. 9.16 Niveau du risque et ALARP (selon Faber et Stewart, 2001).

Le critère d'acceptation du risque généralement adopté par différentes autorités est que le risque doit rester « aussi faible que raisonnablement possible » (*as Low as Reasonably Possible*, ALARP) ou « aussi faible que raisonnablement accessible » (*as Low as Reasonably Attainable*, ALARA). Cela signifie que les mesures en vue de diminuer les risques peuvent être exécutées jusqu'à un niveau où toute réduction supplémentaire entraîne des dépenses fortement disproportionnées par rapport à celles déjà consenties. Comme les termes « bas, raisonnable, possible et accessible » sont subjectifs, des tentatives ont été faites pour rendre ces critères plus concrets (fig. 9.16).

On peut encore mentionner que les limites de tolérance et d'acceptabilité du risque sociétal sont généralement présentées sous forme d'un diagramme F/N, dans lequel F correspond généralement aux probabilités cumulées de défaillances dans les scénarios conduisant à des pertes en vies humaines et N le nombre des pertes en vies humaines (fig. 9.17). Les diagrammes du risque socialement acceptables sont basés sur des évaluations des statistiques relatives aux accidents et à la perception du risque dans chaque pays. Selon différentes recommandations, les limites tolérables se situent entre 10^{-4} et 10^{-5} ou 10^{-6} / an / personne. Cependant, certains manifestent un certain scepticisme pour l'emploi de tels diagrammes ou signalent leur côté subjectif. De tels diagrammes sont disponibles notamment en Australie, aux Etats-Unis, en Afrique du Sud, aux Pays-Bas et au Canada. En Suisse, il n'existe aucune limite pour les ouvrages hydrauliques. Des limites de risque sociétal ont par contre été établies en relation avec la réglementation sur la protection des accidents majeurs (OPAM).

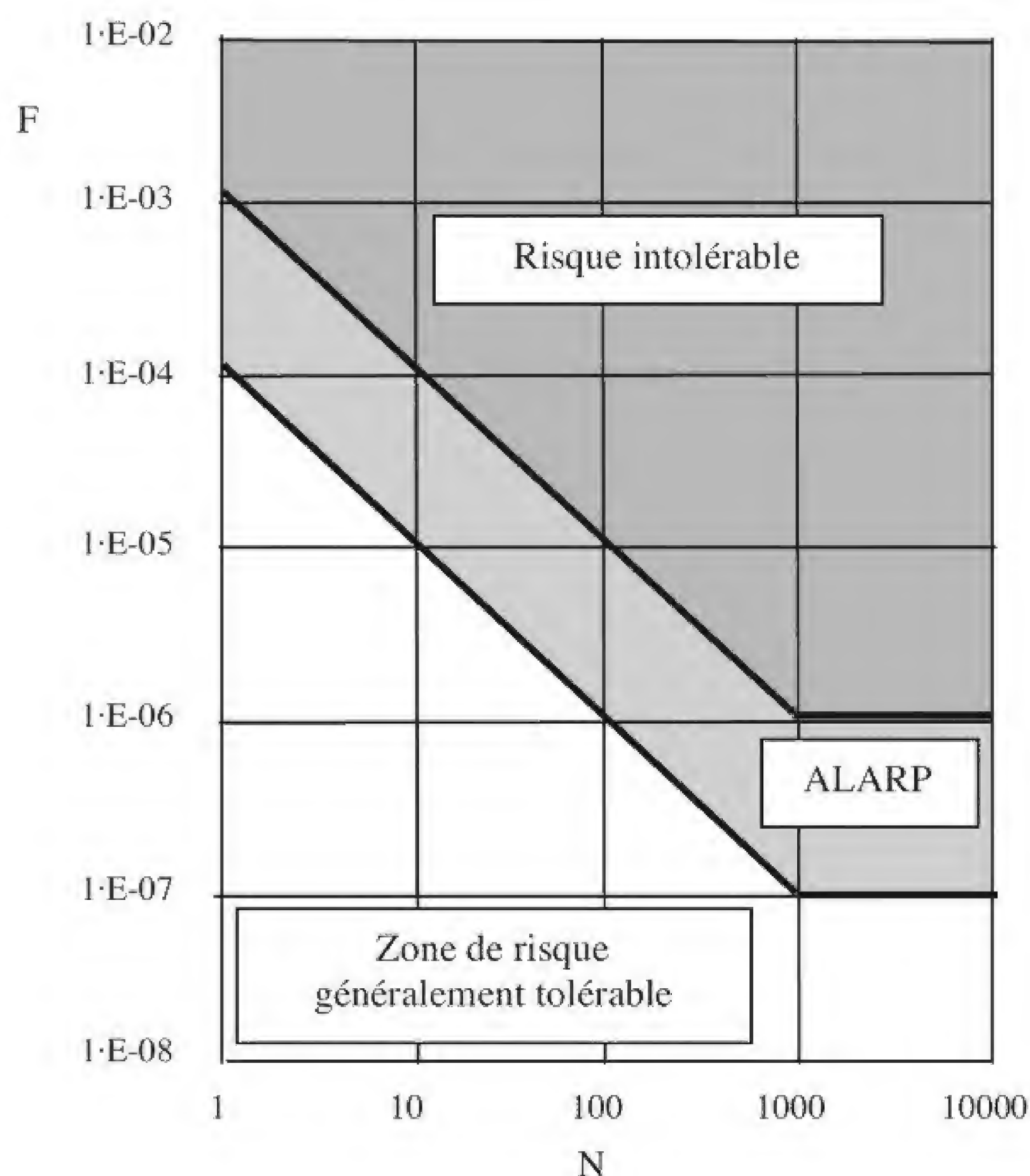


Fig. 9.17 Exemple de diagramme F/N: F = probabilités cumulées de défaillances ; N = nombre des pertes en vies humaines (selon ANCOLD) (ALARP = « *as low as reasonably practicable* »).

Prise de décision

En introduction à ce chapitre, il avait été fait état de l'intérêt de l'analyse de risques dans le cadre de prise de décision et d'analyse d'options. Pour les spécialistes, elle peut être particulièrement utile s'agissant de l'aspect coûts-bénéfices, car elle met en relation la recherche d'une réduction du risque et celle des coûts engendrés.

Au stade des études, cette méthode est une aide pour une comparaison entre différentes conceptions et les facteurs qui peuvent avoir une incidence sur la rupture. Elle offre la possibilité d'évaluer le risque à tout moment de la vie d'un ouvrage (projet, construction, 1^{re} mise en eau, exploitation) et en cas de besoin de préciser la nécessité d'entreprendre des études supplémentaires ou d'envisager des mesures d'amélioration de la sécurité. En outre, l'analyse de risques peut se révéler une base pour fixer un programme des travaux et une stratégie d'investissement.

Enfin, l'analyse de risques pourrait également jouer un rôle dans le domaine des assurances responsabilité. Dans certains pays, un propriétaire a l'obligation de s'assurer par la loi. Il est parfois préconisé le recours à une analyse de risques au lieu de se référer à des paramètres simplifiés comme le volume de la retenue pour fixer les primes. Le regroupement en pool d'assurance constitue une solution pour réduire les primes. Une solution élégante consiste à percevoir des primes identiques pour l'ensemble des barrages comme c'est le cas pour les barrages suédois et norvégiens. On peut aussi fixer des catégories basées sur des indices pour évaluer les risques de barrages particuliers (Lafitte, 1996).

9.4.7 Contrôle du risque

Traitement des risques

Il est reconnu qu'un risque ne peut pas être entièrement éliminé. Une gestion intelligente des risques doit tendre à identifier les risques qui peuvent être atténués et ceux qui doivent être gérés. Par ailleurs, si une analyse de risques devait montrer que des risques calculés ne sont pas acceptables, il sera alors nécessaire de prendre des mesures adéquates. Diverses solutions sont à disposition pour pouvoir agir en conséquence.

Une première mesure consiste à atténuer le risque en apportant des modifications au système. Un exemple serait la transformation d'un évacuateur de crue afin d'augmenter sa capacité ou l'adaptation du système de commande de vannes pour éviter toute manœuvre intempestive.

Il est envisageable de réduire le risque en recherchant à limiter les conséquences, par exemple, par la réalisation de travaux de protection contre les crues de sites situés en aval.

Le transfert de risque est un élément courant des stratégies de la gestion des risques. Il peut être envisagé en contractant une assurance pour couvrir les conséquences d'un événement ou en trouvant d'autres arrangements financiers avec des tiers après consultation et accord entre les parties concernées. En principe, des risques qui n'ont pas d'implication financière ne sont pas transférables.

Enfin, intervenir sur l'acceptation du risque peut être une option, notamment si les coûts des solutions précédentes conduisent à des coûts disproportionnés par rapport à ceux entraînés par le risque encouru si l'événement se produit.

Surveillance et suivi

L'analyse de risque peut être considérée comme un processus évolutif alimenté en permanence par des informations en provenance du système concerné. Par le suivi, il est possible d'évaluer à intervalles réguliers la portée des décisions prises en relation avec les risques.

En cas d'apparition de faits nouveaux ou particuliers, une analyse de risque peut être mise à jour et les résultats servir à améliorer le fonctionnement du système. On peut par exemple être amené à prévoir des modifications structurales (élargissement de passes d'un évacuateur de crue), d'intensifier la surveillance et de renforcer le dispositif d'auscultation, d'opérer des modifications ou imposer des restrictions d'exploitation, enfin de revoir une planification en cas d'urgence.

III. Bases pour l'élaboration et la réalisation d'un projet

Un projet ne peut se concevoir et se concrétiser sans disposer de l'ensemble des paramètres et des informations caractéristiques relatif au site retenu. Le chapitre 10 recense les points essentiels qui doivent être impérativement abordés. A ce sujet, la connaissance de la nature des fondations revêt une importance primordiale. Il va donc sans dire que les reconnaissances géotechniques et géologiques constituent des étapes essentielles. A cela s'ajoute la recherche de matériaux utiles à l'édification des ouvrages. Les bases du projet englobent aussi les conditions locales qui concernent notamment l'hydrologie (maîtrise des crues), la sismicité (solllicitations dynamiques) et le climat (effet de la température).

Le chapitre 11 définit les différents types de charges qui peuvent solliciter le barrage au cours de sa construction et de son exploitation. C'est l'ingénieur qui est amené à fixer et à combiner les charges pour mener à bien ses calculs de vérification. Ces charges peuvent être permanentes, variables et exceptionnelles.

Au chapitre 12, il est fait mention des diverses exigences administratives (demande de concession, autorisation de construire, étude d'impact) auxquelles est soumise la réalisation d'un projet. Ces obligations varient selon les pays.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations. L'objectif est de proposer la solution la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage, le chantier et l'exploitation.

Lors de l'identification de sites, les points principaux suivants sont examinés :

- la forme de la vallée (morphologie),
- la géologie,
- la disponibilité de matériaux de construction,
- la sismicité,
- les conditions climatiques,
- la maîtrise des crues.

10.1 Conditions topographiques

10.1.1 Relevé topographique du terrain

Il est indéniable qu'un support topographique est un outil indispensable pour effectuer les relevés géologiques, procéder à l'implantation du barrage et des ouvrages annexes, ainsi que pour déterminer le volume de la retenue en fonction du niveau du plan d'eau. Les relevés du terrain doivent couvrir non seulement le site du barrage, mais également un secteur situé à l'aval et l'ensemble de la zone de retenue, de même que les zones d'emprunts de matériaux possibles. Ils doivent englober les versants dominant le bassin d'accumulation sur une hauteur suffisante.

La représentation spatiale du terrain sous forme de cartes peut se faire au moyen de la photogrammétrie aérienne ou aussi terrestre. Dans le cas de la photogrammétrie aérienne, des prises de vues sont faites de telle façon qu'un objet soit couvert au moins par deux photos (recouvrement). A l'aide d'appareils de restitution, il est possible d'établir le modèle photogrammétrique. Si ce modèle est intégré dans un système de coordonnées grâce à des points de coordonnées connues et visibles sur les photos, il peut être restitué à l'échelle. Des levés complémentaires de détail peuvent être effectués directement sur le terrain (par exemple, courbes de niveaux, profils). On profite de ces travaux topographiques pour mettre en place un réseau de points fixes qui serviront à implanter les ouvrages, mais également à situer l'emplacement de sondages, puits et tranchées de reconnaissance, voire d'autres points particuliers sur le terrain. En fonction de l'état d'avancement du projet et de sa réalisation, les plans topographiques sont plus détaillés et leur échelles adaptées. Des échelles au 1:500, 1:200, voire 1:100, avec des équidistances des courbes de niveaux de 5, 2 ou 1 m (éventuellement 0.5 m) sont d'usage dans le secteur du barrage et de ses ouvrages annexes. Pour la zone du bassin d'accumulation, les échelles sont, selon la surface, au 1:1000, 1:2000, 1:5000, voire 1:10 000 avec des équidistances des courbes de niveaux de 25 ou 10 m ou encore 5 m. L'établissement des plans topographiques est uniquement l'affaire de géomètres qualifiés.

10.1.2 Critères topographiques

Sous réserve des conditions géologiques, il importe de rechercher la topographie la plus favorable pour réaliser un projet fiable mais également économique. En général, un resserrement peut se révéler un avantage. La morphologie de la vallée, étroite ou large, a une influence significative sur le choix du type possible de barrage. Dans certains cas, la géométrie de la vallée est inadaptée pour certains types de barrages qui peuvent être exclus d'emblée.

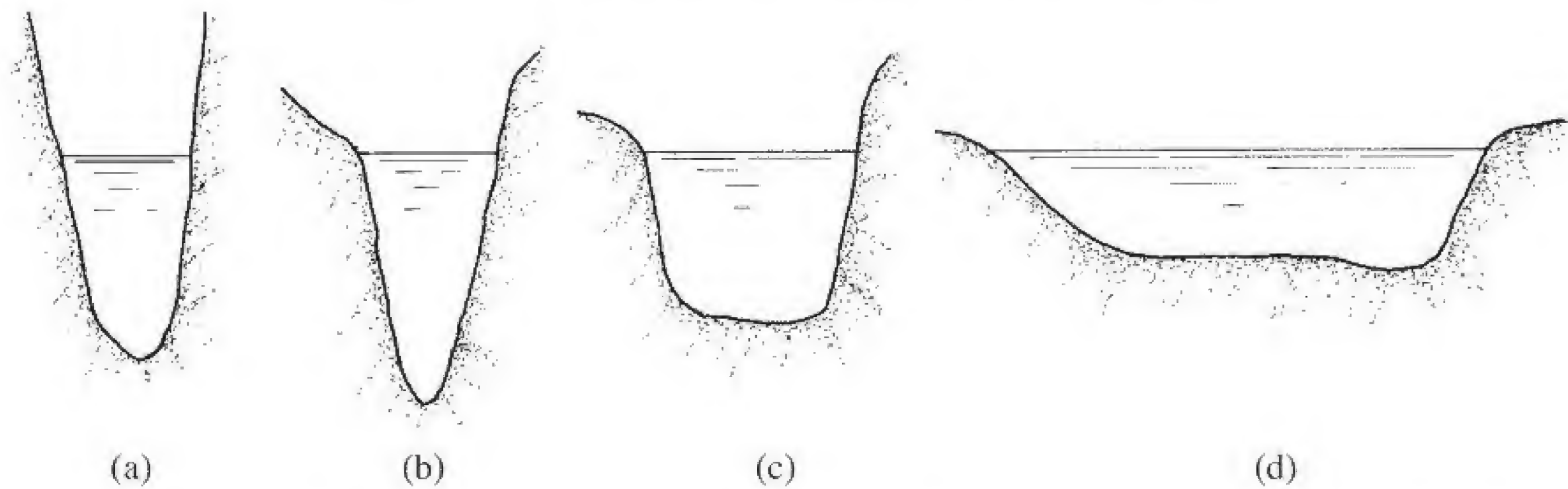


Fig. 10.1 Représentation schématique des différentes formes de vallées : (a) gorge ou canyon ; (b) vallée en V ; (c) vallée en U ; (d) vallée large.

Une *vallée étroite* peut avoir la forme d'une gorge ou canyon (vallée encaissée avec des flancs presque verticaux), d'un « V » ou d'un « U ». Les vallées étroites conviennent particulièrement bien à l'implantation de barrages-voûtes et de barrages-poids (fig. 10.2).



Fig. 10.2 Différentes formes de vallées : barrages des Toules et de Sta Maria (vallée en U), photos du haut, barrage-voûte de Zeuzier (vallée en V), photo en bas à gauche, barrage-voûte de Zimapan, Mexique (gorge) photo en bas à droite.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

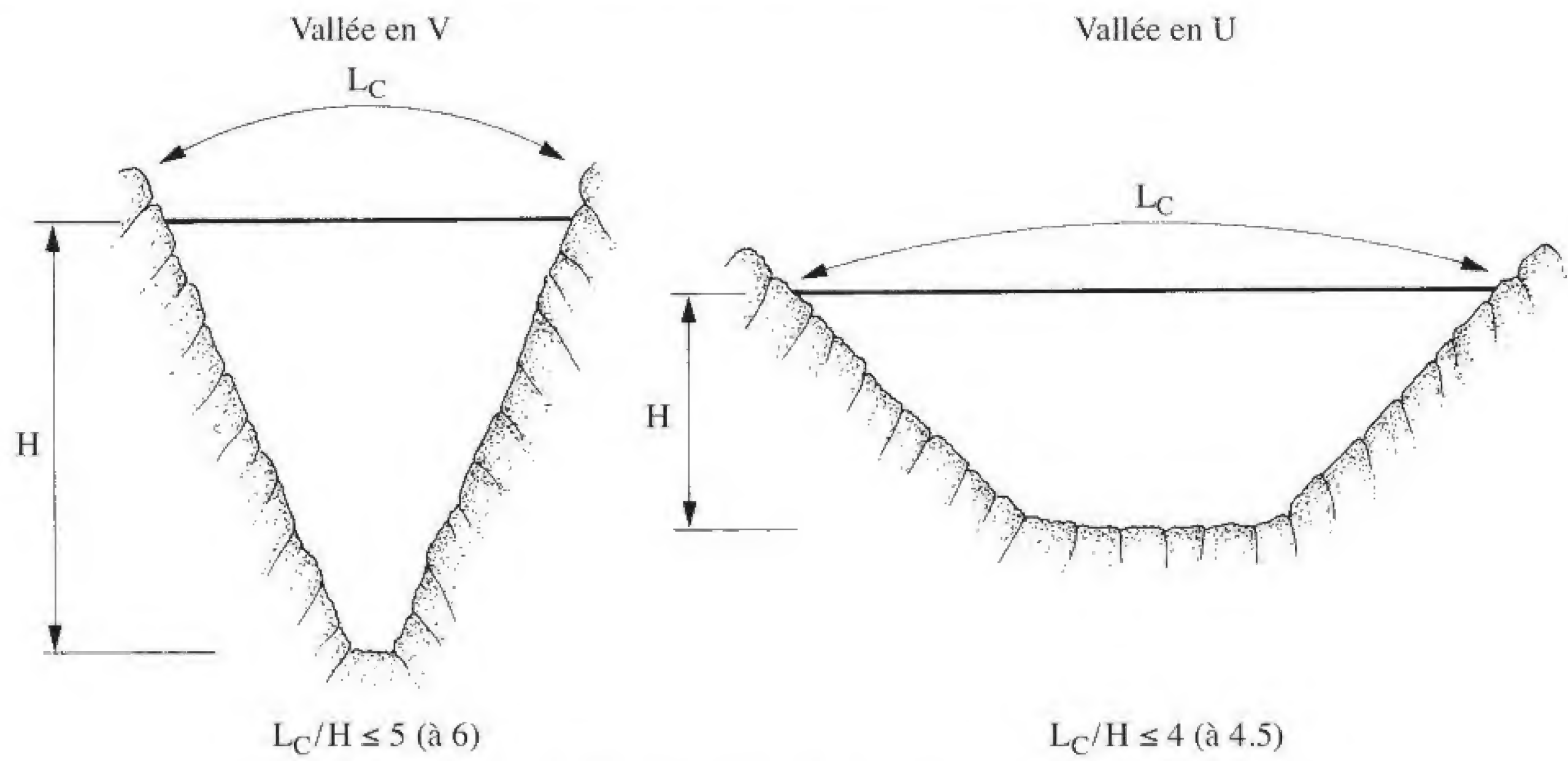


Fig. 10.4 Forme de vallées favorables à l'implantation d'un barrage-voûte.

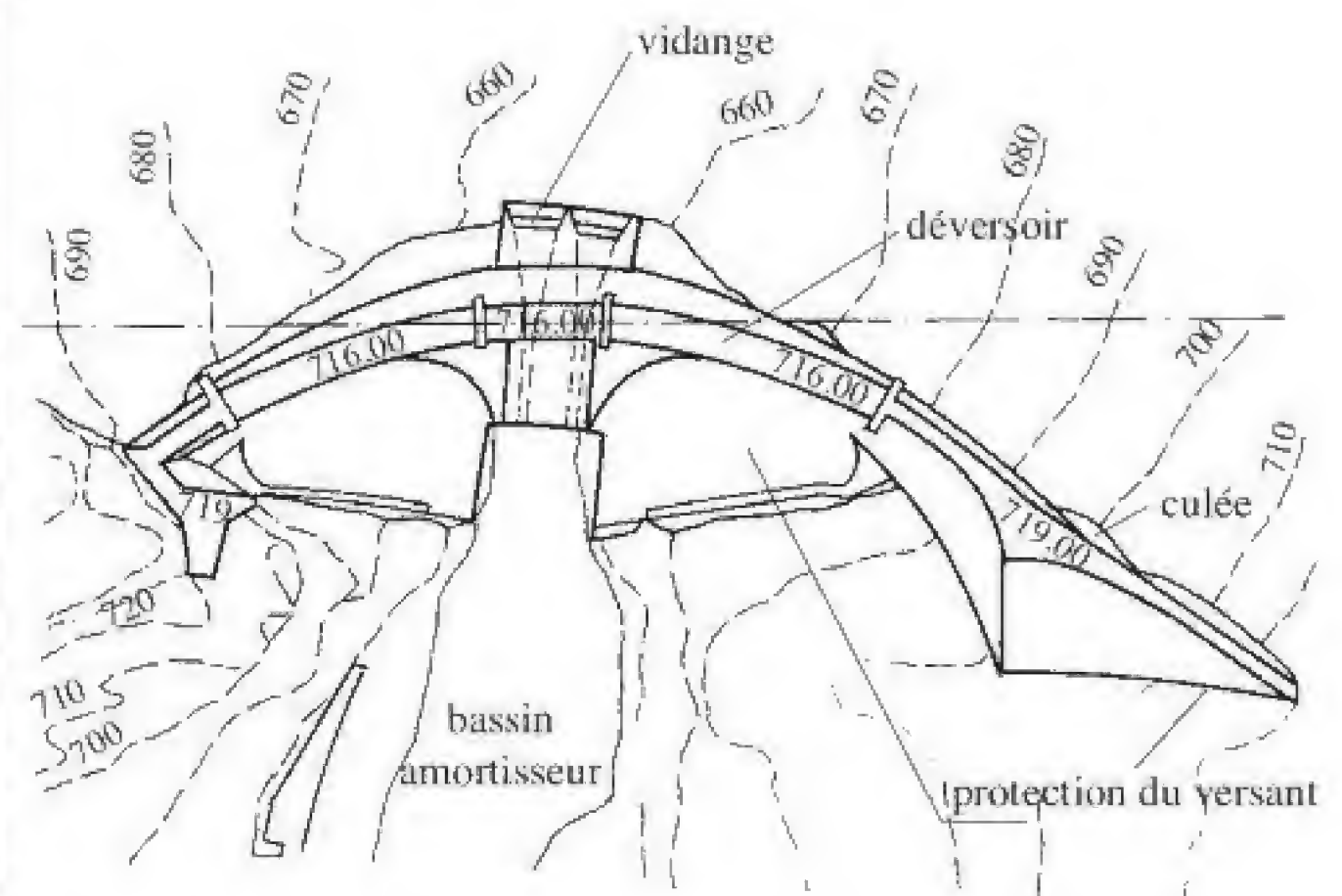
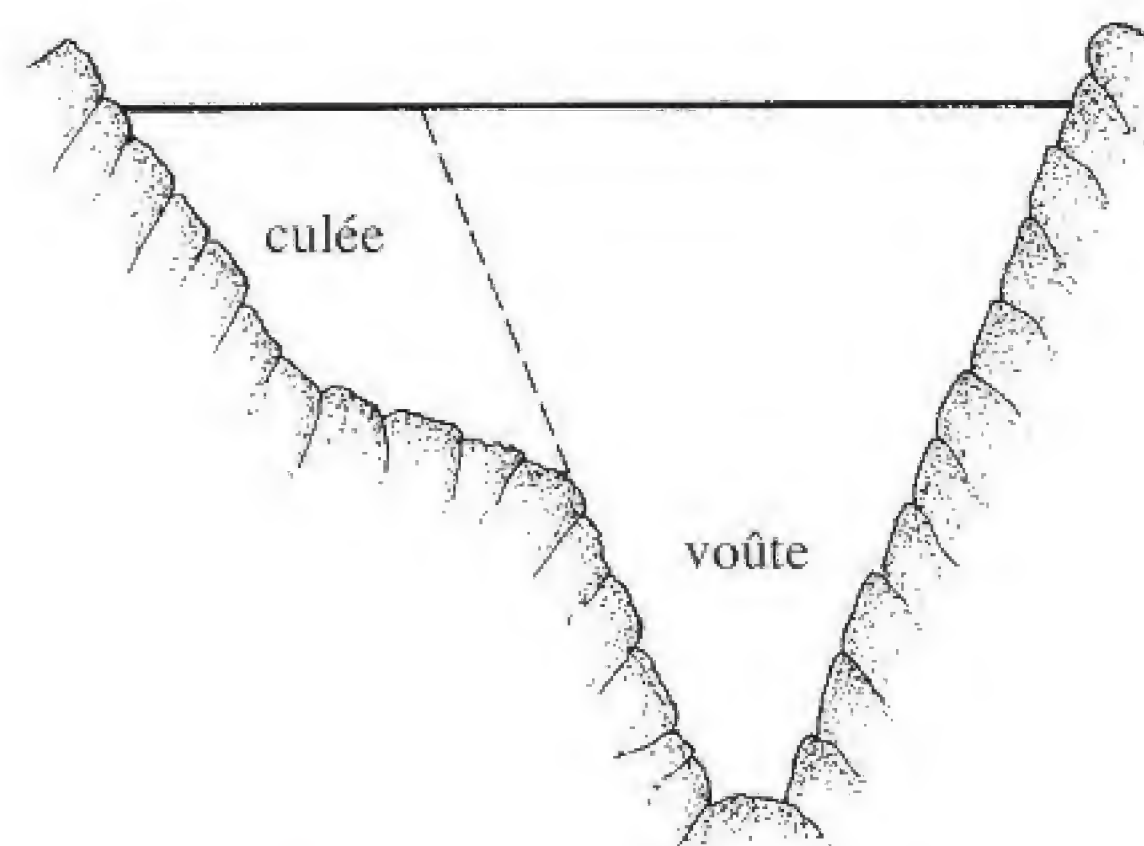


Fig. 10.5 Barrage-voûte s'appuyant sur une culée : barrage-voûte du Chatelôt avec culée en rive gauche (tiré de CNSGB, 1964).



Fig. 10.6 Exemple de barrage-voûte cylindrique: barrage de St. Barthélémy C en construction et en fin de construction (photos H. Pougatsch).

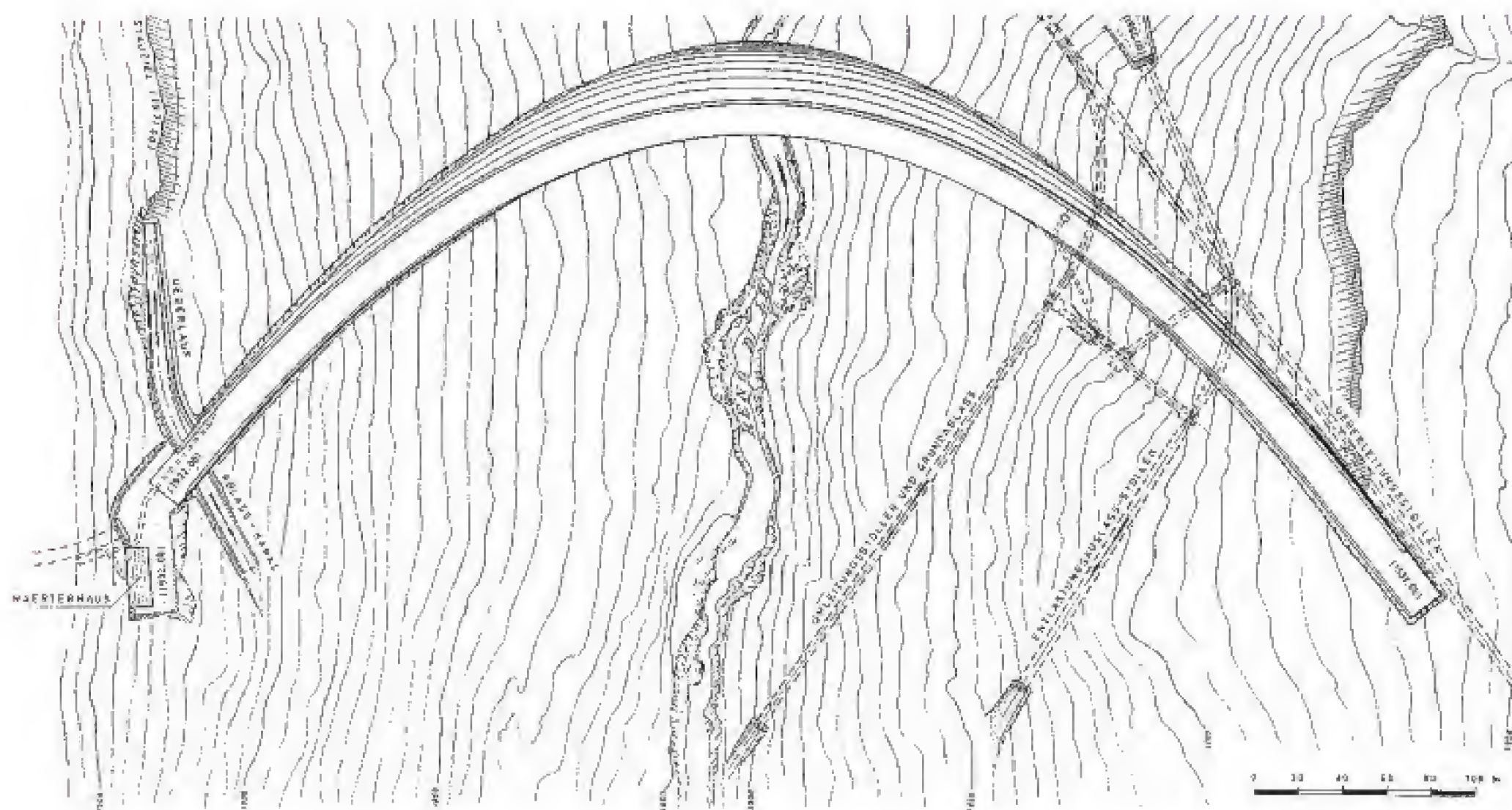


Fig. 10.7 Exemple d'implantation d'un barrage-voûte (barrage de Zervreilla).

Pour des vallées en forme de «V» ou de «U», le barrage-poids et le barrage en enrochement à masque amont sont également envisageables. Le barrage en enrochement à noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (risques de tassements différentiels et de fissuration du noyau).

Une *vallée large* s'approche d'une section en U ou de forme trapézoïdale ; elle est propice à des barrages en remblai (fig. 10.8), des barrages à contreforts, des barrages-poids élégis ou des barrages compactés au rouleau (BCR/RCC). L'élancement λ du barrage très important peut conduire à éliminer le barrage-voûte. Pour les barrages en remblai, les conditions topographiques sont moins déterminantes.

Les barrages en remblai s'adaptent pratiquement à toute forme topographique. Toutefois, on cherche à profiter d'un resserrement de la vallée, mais à éviter l'extrémité aval d'un resserrement. Il s'agit aussi

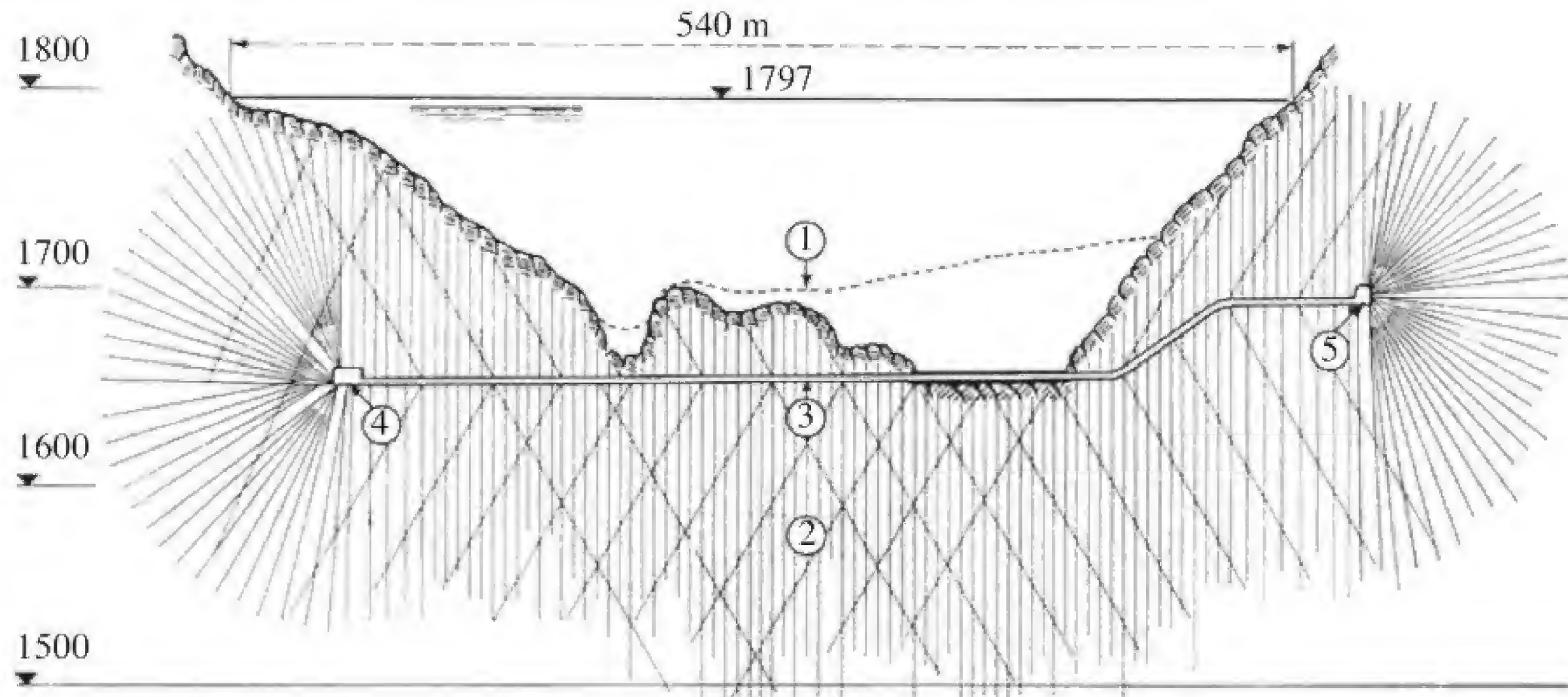


Fig. 10.8 Coupe longitudinale du barrage en remblai de Göschenalp: ① terrain naturel, ② voile d'injection, ③ galerie d'injection, ④ chambre des vannes de la vidange de fond, ⑤ chambre des vannes de la galerie d'amenée.

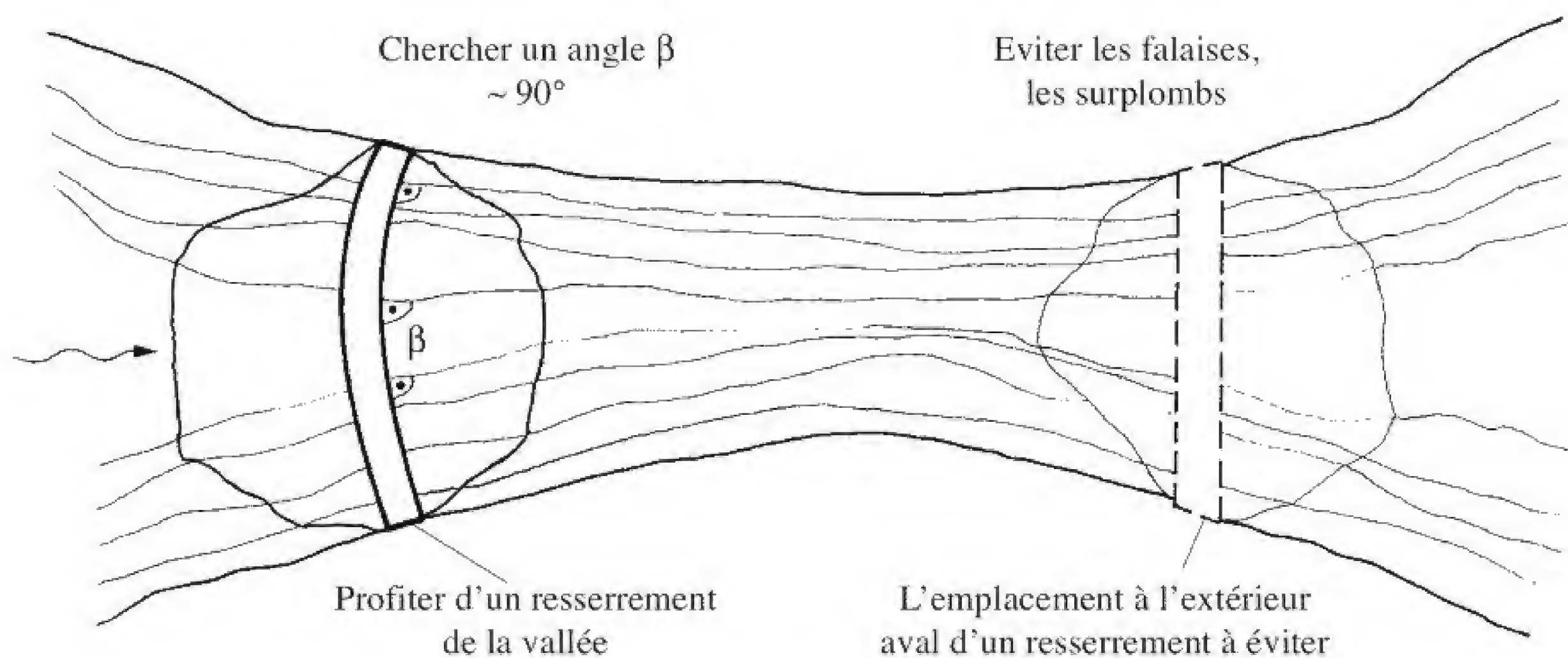


Fig. 10.9 Critères topographiques d'implantation dans la vallée d'un barrage en remblai.

d'éviter les surplombs. La figure 10.9 illustre les règles qui visent à contrôler l'effet des déformations auxquelles le barrage en remblai sera soumis.

10.2 Reconnaissances géologiques et géotechniques

10.2.1 Importance de la géologie

La géologie est un point fondamental, car elle constitue un, sinon le critère essentiel pour le choix du type de barrage. Une analyse détaillée de l'ensemble des paramètres géologiques doit être entreprise avant de pouvoir se prononcer sur la faisabilité de tel ou tel type de barrage. C'est aussi la raison pour laquelle un programme d'investigation est de première importance quel que soit le type d'ouvrage et ses dimensions

pour acquérir une bonne connaissance du sous-sol. La nature, la qualité et les caractéristiques des fondations vont donc jouer un rôle prépondérant dans la sélection du type d'ouvrage.

L'étude de faisabilité qui doit être entreprise, est un travail conjoint de l'ingénieur, de l'ingénieur géologue et du géologue. Le géologue est amené à donner son avis en particulier sur les questions suivantes :

- Bassin versant :
 - géologie régionale ;
 - conditions hydrogéologiques.
- Réservoir :
 - étanchéité du réservoir ;
 - stabilité des versants et des rives ;
 - transport et apports de matériaux solides.
- Site :
 - étanchéité des appuis ;
 - stabilité des appuis ;
 - stabilité des excavations en surface et souterraines ;
 - écoulements souterrains ;
 - degré et profondeur de l'altération superficielle.
- Matériaux :
 - inventaire des matériaux rocheux et meubles exploitables ;
 - nature des carrières ;
 - volumes approximatifs des matériaux rocheux et meubles disponibles pour la construction ;
 - sismicité.

Il est évident que la précision des réponses aux questions augmente au fur et à mesure de l'avancement de l'étude.

10.2.2 Description des investigations sur le terrain

Les investigations sur le terrain font partie d'un processus progressif qui permet d'évaluer la perméabilité, les conditions hydrogéologiques (notamment la position d'une nappe phréatique), les caractéristiques de déformation et de résistance des sols et des roches, ainsi que les possibilités d'excavation. Pour connaître les conditions générales en surface, on débute par une reconnaissance géologique préliminaire, à savoir des levés des affleurements, des matériaux de recouvrement et des secteurs instables de la future retenue. Ces premières observations sur place vont ensuite permettre de fixer un premier programme de travaux d'une reconnaissance géologique plus poussée. Les prospections se font en surface sous forme de tranchées et de puits, ainsi qu'en profondeur par des forages et des galeries. On procède ensuite à l'exécution d'essais tant in situ qu'en laboratoire afin de mieux connaître les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols et roches rencontrés.

Etude du réservoir

Le premier volet essentiel est de s'assurer de l'étanchéité de la cuvette. Il convient dès lors de vérifier l'existence ou non de zones perméables, d'accidents tectoniques (failles, fracturation), d'une vallée épigénétique ou de zones karstiques où l'eau peut s'infiltrer et éventuellement trouver un exutoire (fig. 10.10). Si tel devait être le cas, il faut évaluer les pertes possibles en relation avec les apports qui seront stockés et de décider de recourir à des travaux d'injection. Des galeries ont été creusées sur les rives des barrages de Linth-Limmern (GL/1963/H = 146 m) et du Sanetsch (VS/1965/H = 42 m) prévues au moment du projet, ainsi que de Salanfe (VS/1957/H = 52 m) en cours d'exploitation à partir desquelles un voile d'étanchéité a été réalisé pour couper les cheminements et éviter les pertes. Relevons que les terrains karstiques

sont particulièrement dangereux. Ce sont des calcaires dont une partie a été dissoute par de l'eau en circulation. Les cheminements s'agrandissent avec le temps et, finalement, il n'est plus possible de les étancher.

Le deuxième volet consiste à repérer les zones potentiellement instables qui sous diverses conditions pourraient être le siège de glissement ou d'éboulement avec le risque de mettre en danger l'exploitation du barrage. Par ailleurs, en raison de la modification du permafrost, il est indiqué de vérifier si des risques d'éboulements potentiels existent. Les fluctuations du plan d'eau ou un abaissement rapide de son niveau, sans dissipation des pressions interstitielles, peuvent mettre en péril la stabilité de zones de terrains meubles de couverture, ce qui peut entraîner des travaux de confortement ou des modalités d'exploitation particulières. Par exemple, un talus artificiel de confortement a été réalisé le long de la rive droite du barrage de Rossinière (VD/ 1972/H = 30 m) (fig. 10.11).

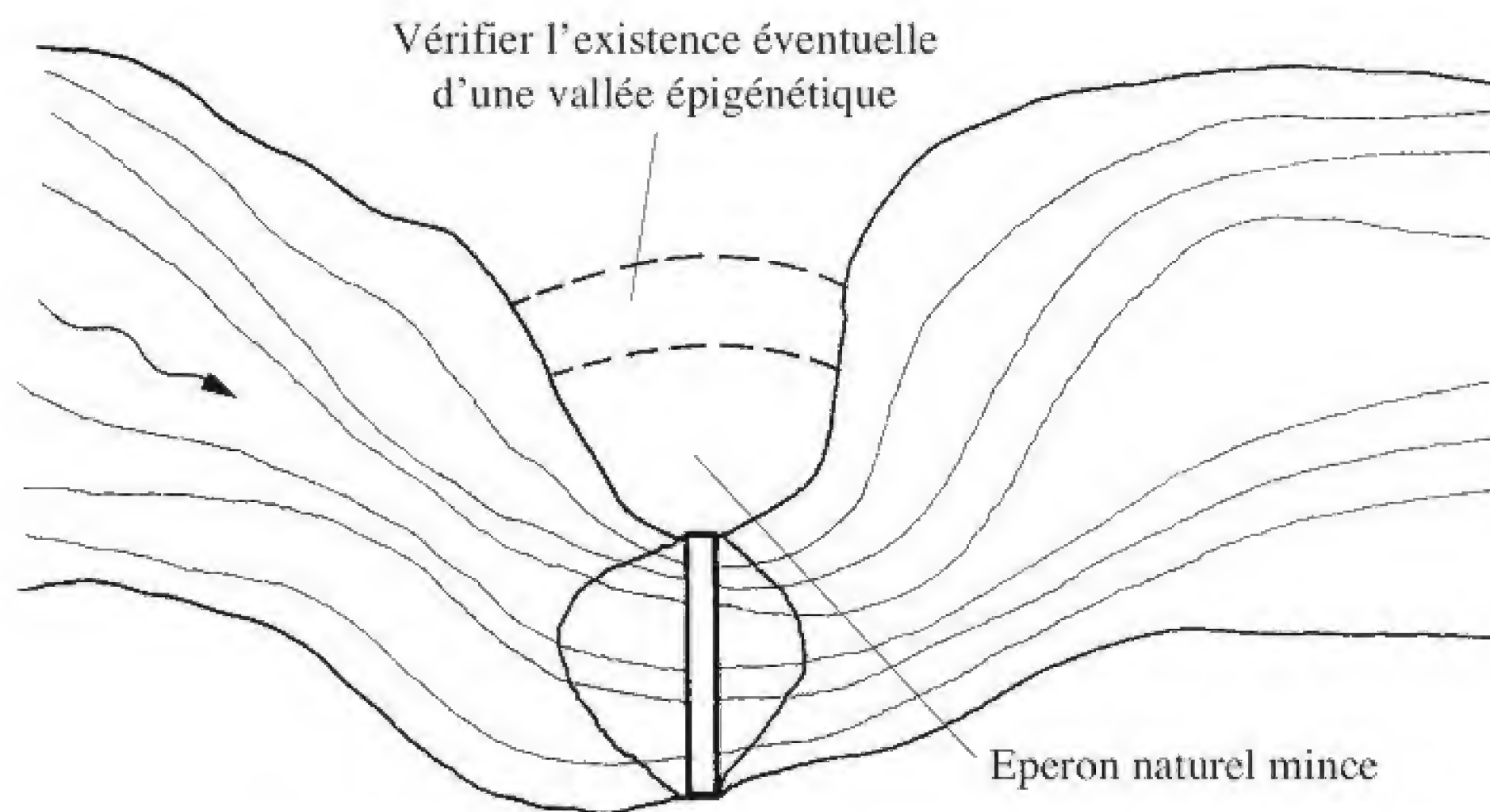


Fig. 10.10 Danger de présence d'une vallée épigénétique.

Un troisième volet concerne les apports solides. Le vent et la pluie sont des facteurs qui sont principalement à l'origine de l'érosion des sols. Cette érosion est en moyenne de l'ordre du millimètre par an dans nos régions. Les matériaux solides sont ensuite transportés par les cours d'eau par charriage ou en suspension vers les bassins d'accumulation. C'est en fonction de leurs dimensions qu'ils vont se déposer et se répartir dans les retenues. Ces dépôts ont une incidence directe sur la pérennité de la retenue (risque d'engrèvement et perte de volume utile), le calage des seuils des prises d'eau et de la vidange de fond. Il existe bien entendu des moyens pour réduire l'arrivée des sédiments dans les retenues (bassin de décantation, galerie de dérivation, dessableur, etc.). Le cas échéant, un programme régulier d'opération de chasse devra être prévu en cours d'exploitation¹.

¹ Voir partie I, § 2.2.4 et partie IX, § 34.4.3.

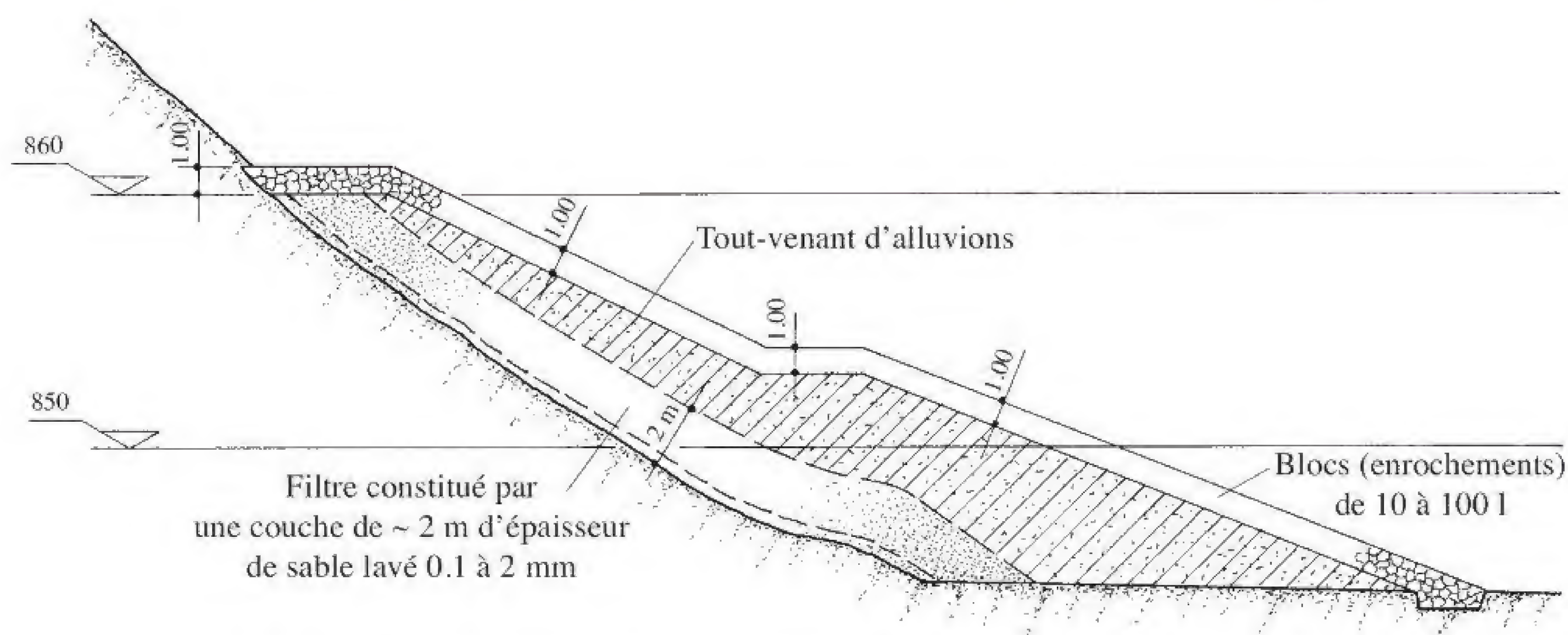


Fig. 10.11 Barrage de Rossinière, talus de confortement de la rive droite (photo H. Pougatsch).

Etude du site du barrage

Au droit d'un site de barrage, on peut rencontrer une roche saine, pouvant présenter une surface partiellement altérée et/ ou plus ou moins masquée par des dépôts superficiels qui seront éliminés avant la construction.

Le rocher peut aussi être recouvert par un terrain meuble d'épaisseur plus ou moins importante. Il existe des vallées couvertes d'une importante couche d'alluvions plus ou moins homogène et plus ou moins perméable (selon la nature de leurs composants) qui convient à l'édification d'un barrage en remblai. Cette formation peut se présenter par exemple sous forme sablo-graveleuse (perméable, bonne résistance mécanique) ou limoneuse-argileuse (plus ou moins imperméable).

Les vases et les tourbes sont en principe inaptes à supporter des ouvrages (on peut exceptionnellement construire des petits ouvrages moyennant des précautions d'usage).

Dans le cas où le barrage doit être fondé sur un terrain meuble, l'étude s'appuie sur l'exécution de tranchées et/ou de puits, ainsi que sur une campagne de forages pouvant atteindre le rocher en place, voire une prospection géophysique en vue de repérer les couches particulières et le toit rocheux. Le programme des campagnes de prospection est adapté à l'importance de l'ouvrage. L'exécution d'essais in situ et le prélèvement d'échantillons pour des essais en laboratoire permettent d'obtenir d'utiles renseignements concernant notamment :

- l'identification des sols ;
- la nature de l'hétérogénéité du sol (couches, lentilles) ;
- les conditions hydrauliques (perméabilités horizontale et verticale des différents matériaux de fondation, position de la nappe phréatique) ;
- les paramètres mécaniques (déformabilité, résistance au cisaillement).

Au niveau du projet, il convient, compte tenu des charges du poids propre et de la poussée hydraulique, de vérifier la stabilité de la fondation et d'évaluer les tassements. Par ailleurs, des mesures adéquates sont prises pour assurer une étanchéité suffisante de la fondation.

Dans le cas de fondations en rocher, les points suivants doivent être précisés avec une attention particulière :

- la stratigraphie, la tectonique et la lithologie :
 - fissuration,
 - failles traversant la fondation (actives ou non),
 - orientation et nature des discontinuités (ouverture, persistance, matériau de remplissage, etc.).
- le régime hydraulique (perméabilité de la fondation, position de la nappe phréatique) ;
- le comportement à long terme sous l'effet d'une percolation (érosion interne, dissolution) ;
- les caractéristiques mécaniques globales (déformabilité, résistance au cisaillement et à la compression) ;
- la classification (évaluation globale de la qualité).

Au cours de l'étude géologique, on procède au relevé de l'orientation des joints de stratification ou de la schistosité ainsi qu'à la mise en évidence des accidents géologiques (failles, fractures, diaclases, fissures) en se préoccupant de la nature des matériaux de remplissage issus de roches altérées. Il faut prendre garde aux surfaces de glissements préférentiels qui peuvent constituer des discontinuités. Un relevé statistique des fissures permet de localiser des zones de percolation privilégiées impliquant des risques de fuites ou de sous-pressions.

La prospection du rocher est menée en profondeur au moyen de forages, de galeries, voire au moyen de la géophysique. Des galeries de reconnaissance permettront de reconnaître les passages accidentés particuliers et de mieux visionner la qualité de la roche en place en profondeur, ainsi que les remplissages des fissures et des failles. Dans les galeries et également dans des puits, il est possible d'effectuer des essais in situ (essais de vérin et de plaque). Les essais de résistance mécaniques permettront de vérifier que les efforts transmis par le barrage ne dépassent pas la résistance au cisaillement du terrain de fondation.

Sur la base de ses observations sur place et des résultats des investigations, le géologue va pouvoir se prononcer sur la stabilité des appuis en proposant d'éventuelles mesures de consolidation, ainsi que sur la perméabilité du rocher de fondation en proposant les travaux d'injection nécessaires pour assurer l'étanchéité de la partie amont et le système de drainage dans la zone aval. Les galeries de reconnaissance peuvent, selon leur implantation, servir de galeries d'injection pour l'exécution du voile d'étanchéité et/ou être intégrées au système de drainage.

Le géologue doit aussi se déterminer sur la profondeur de la partie superficielle altérée qui devra être décapée et excavée, afin de disposer d'une assise appropriée pour le barrage.

10.2.3 Description des modes de prospections et des essais géomécaniques et géotechniques

Des essais in situ et en laboratoire sur des échantillons intacts ou remaniés vont permettre de déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques utiles pour fixer au mieux le type de barrage le plus approprié aux conditions locales. Les échantillons sont prélevés dans des puits ou des tranchées, ainsi qu’à partir de sondages carottés. Le tableau 10.12 donne un aperçu des principaux essais géomécaniques et géotechniques effectués in situ et en laboratoire.

Tableau 10.12 Aperçu des principaux essais géomécaniques et géotechniques effectués pour des terrains meubles et rocheux.

	Terrains meubles	Terrain rocheux
Mode prospection	Méthodes géophysiques Tranchées, puits Sondages de reconnaissance	Méthodes géophysiques Galeries Sondages de reconnaissance
Essais in situ	Caractéristiques mécaniques <ul style="list-style-type: none">• Essai pressiométrique• Essai de pénétration• (pénétromètre)• Essai scissométrique Perméabilité (essai d’eau) <ul style="list-style-type: none">• Essai Lefranc• Essai de pompage	Caractéristiques mécaniques <ul style="list-style-type: none">• Essai de cisaillement• Essai de charge (plaque, vérin)• Essai de déformation• Elasticité de la roche Perméabilité (essai d’eau) <ul style="list-style-type: none">• Essai Lugeon
Déterminés en laboratoire	<ul style="list-style-type: none">• Identification des sols• Résistance au cisaillement• Angle de frottement interne• Cohésion• Tassement• Consolidation• Perméabilité	Résistance et déformabilité <ul style="list-style-type: none">• Essai de cisaillement direct• Essai de compression simple• Essai de compression triaxiale• Essai dynamique (mesure du module de déformation) Caractéristique hydraulique <ul style="list-style-type: none">• Essai de perméabilité

Description de modes de prospections

La *prospection géophysique* est un moyen d’observation indirect du sous-sol avec l’objectif de détecter les différentes couches de la fondation et de localiser des discontinuités. Il existe plusieurs méthodes géophysiques dont les essais sismiques et les essais géoélectriques. L’interprétation des mesures est l’affaire d’un géophysicien expérimenté, qui peut s’appuyer sur un étalonnage issu des sondages carottés.

Le principe de base des méthodes sismiques repose sur la vitesse de propagation d’ondes provoquées par une petite explosion ou des vibrations artificielles. Ces ondes se déplacent en surface, le long des limites de couches ou à l’intérieur des corps rocheux (ondes de compression, dites P et de cisaillement dites S) et on procède à l’analyse de leur temps de parcours, de leur vitesse et de leur trajet. On distingue la sismique de réflexion et la sismique de réfraction. La méthode de sismique de réflexion sert à explorer le sous-sol en général à une profondeur de plus de 20 m. La méthode permet de repérer des surfaces qui renvoient les ondes en raison d’un changement brutal des propriétés physiques (densité, élasticité). La méthode de la sismique de réfraction est basée sur la détection des premières ondes arrivées (ondes P ou ondes de compression). Elle permet de repérer des surfaces de discontinuité séparant des roches ou des sols où la célérité des ondes sismiques est différente. Les résultats obtenus sont complémentaires à ceux de la sismique de réflexion. Cette méthode est le plus souvent utilisée pour déterminer la profondeur du substratum rocheux et des zones fracturées peu profondes.

La méthode géoélectrique mesure la résistivité électrique du sol et permet de distinguer des matériaux présentant un contraste de résistivité. Cette méthode est utilisée pour la détection et la localisation des circulations d'eau et du niveau de la nappe, ainsi que pour des mesures de perméabilité.

Ces méthodes conviennent surtout dans des terrains réguliers, telles que les plaines d'alluvions, etc. Il faut cependant se méfier de l'interprétation. Dans un essai sismique, de faibles vitesses peuvent aussi bien signifier des alluvions qu'un rocher très disloqué. De grandes vitesses correspondent en général à du rocher sain et peu fracturé.

La *prospection par tranchées et galeries* est une bonne solution car elle offre la possibilité de visionner le rocher sur place, mais elle est coûteuse. La construction de quelques galeries peut être indispensable pour l'étude des fondations de barrages.

La *prospection par forages* joue un grand rôle dans la construction des barrages. Elle permet d'atteindre de grandes profondeurs (en principe une profondeur égale à la hauteur du barrage) et donne en général des résultats satisfaisants. On peut compléter les forages par des essais d'injection d'eau pour déterminer le degré d'imperméabilité du sol. L'exécution des sondages doit être réalisée avec beaucoup de soin et la compétence professionnelle des sondeurs joue un rôle important. Il est opportun de confier le travail à des spécialistes confirmés.

Dans les alluvions, on exécute des forages verticaux généralement tubés. En rocher, ces forages, qu'il n'est en général pas nécessaire de tuber, peuvent être verticaux ou inclinés dans toutes les directions. Ils sont exécutés à partir de la surface du sol ou à partir de galeries. Le diamètre usuel des forages de reconnaissance varie entre 86 et 101 mm (il ne devrait pas être inférieur à 60 mm). Il est possible d'extraire des carottes de l'ordre de 40 à 60 mm plus ou moins intactes. Pour réaliser ces forages, on utilise un carottier simple qui tourne avec la couronne de forage en usant davantage les carottes et/ou, en général dans le mauvais rocher, un double carottier dont une des parois ne tourne pas, l'usure étant alors plus faible (voir fig. 19.1). Une grande perte de carottes est due à l'usure des morceaux frottant les uns sur les autres et dénote un rocher friable. Une faible perte de carottes dénote au contraire un bon rocher. Les carottes sont récupérées, stockées dans des caisses avec indications de la profondeur et photographiées.

A partir de l'observation des carottes de sondage, il est possible de définir un indice de fracturation. Une méthode consiste à compter le nombre de fractures par mètre linéaire (ml) de forage et à mesurer en parallèle le taux de carottage t_c exprimé en %, soit la longueur totale de carottes récupérées rapportées à la longueur totale du sondage. Un coefficient RQD (*Rock Quality Designation*) est défini comme suit :

$$RQD(\%) = 100 \frac{\sum \text{longueur des carottes} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de sondage}}$$

Une échelle de classification a été proposée par Deere :

Qualité de la roche	RQD
Excellente	entre 90 et 100
Bonne	entre 75 et 90
Moyenne	entre 50 et 75
Mauvaise	entre 25 et 50
Très mauvaise	entre 0 et 25

Description d'essais in situ

Les essais pressiométriques, au pénétromètre et au scissomètre sont plutôt utilisés dans le cas de mauvaises fondations. L'*essai pressiométrique* mesure les déformations des parois d'un forage en fonction

des pressions exercées par la dilation d'une sonde et permet de déterminer le module de déformation in situ. L'essai au *pénétromètre* consiste à enfoncer une tige dont l'extrémité est conique. L'enfoncement est obtenu par battage à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée (essai dynamique) ou par pression à l'aide d'une presse hydraulique (essai statique). On reporte sur un diagramme la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur, ce qui permet d'obtenir une indication de la nature de différents sols rencontrés. L'*essai au scissomètre* permet de déterminer la valeur de la cohésion non drainée des argiles molles. Il consiste à enfoncer dans le sol une tige munie d'ailettes à son extrémité et lui transmettre un mouvement de rotation. On mesure le moment des forces nécessaires pour provoquer le cisaillement d'un cylindre de sol circonscrit aux ailettes de l'appareil.

Essais mécaniques des roches in situ

La *mesure de déformabilité* d'un massif peut se faire par des essais sous charge statique (essai triaxial, essai de charge à la plaque ou au vérin, essai de charge en forage au moyen d'un dilatomètre ou dans une chambre d'essai) ou par des essais sous charge dynamique (mesures de sismique de réfraction). L'essai de charge statique au moyen de plaques ou de vérin consiste à procéder à des cycles de chargement - déchargement d'une surface de rocher en prenant appui sur une paroi d'une galerie ou, pour un essai à l'air libre, en prenant un tirant d'ancrage comme réaction d'appui (fig. 10.13). La déformation est mesurée sous la plaque et dans des forages derrière les surfaces chargées. L'équation de Boussinesq est utilisée pour l'interprétation des mesures.

L'essai au dilatomètre permet de déterminer, à différentes profondeurs, la déformabilité du rocher à partir de la mesure de déplacement des parois d'un forage. Enfin, l'essai au vérin radial en galerie consiste

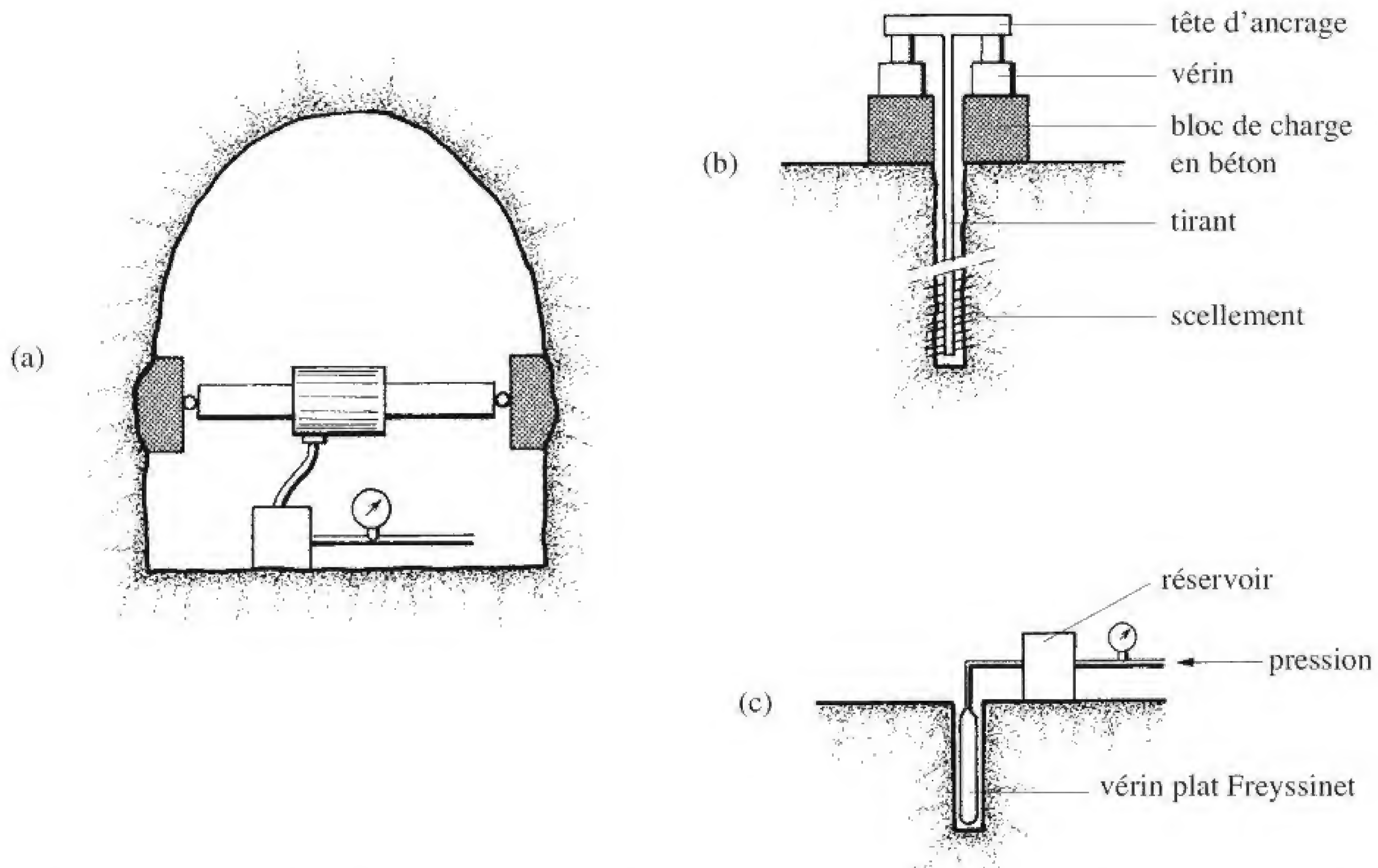


Fig. 10.13 Essais de charges du rocher: (a) essai à la plaque en galerie; (b) essai à la plaque à l'air libre (réaction par tirant); (c) essai au vérin hydraulique.

à mettre sous pression radiale uniforme une chambre circulaire au moyen de vérins ou en remplissant une chambre d'eau sous-pression.

Les *essais de résistance* concernent la mesure de la résistance au cisaillement sur des éprouvettes de roche de volume limité comportant ou non une discontinuité. Il s'agit de l'essai au cisaillement direct et d'essais triaxiaux ou de torsion (fig. 10.14).

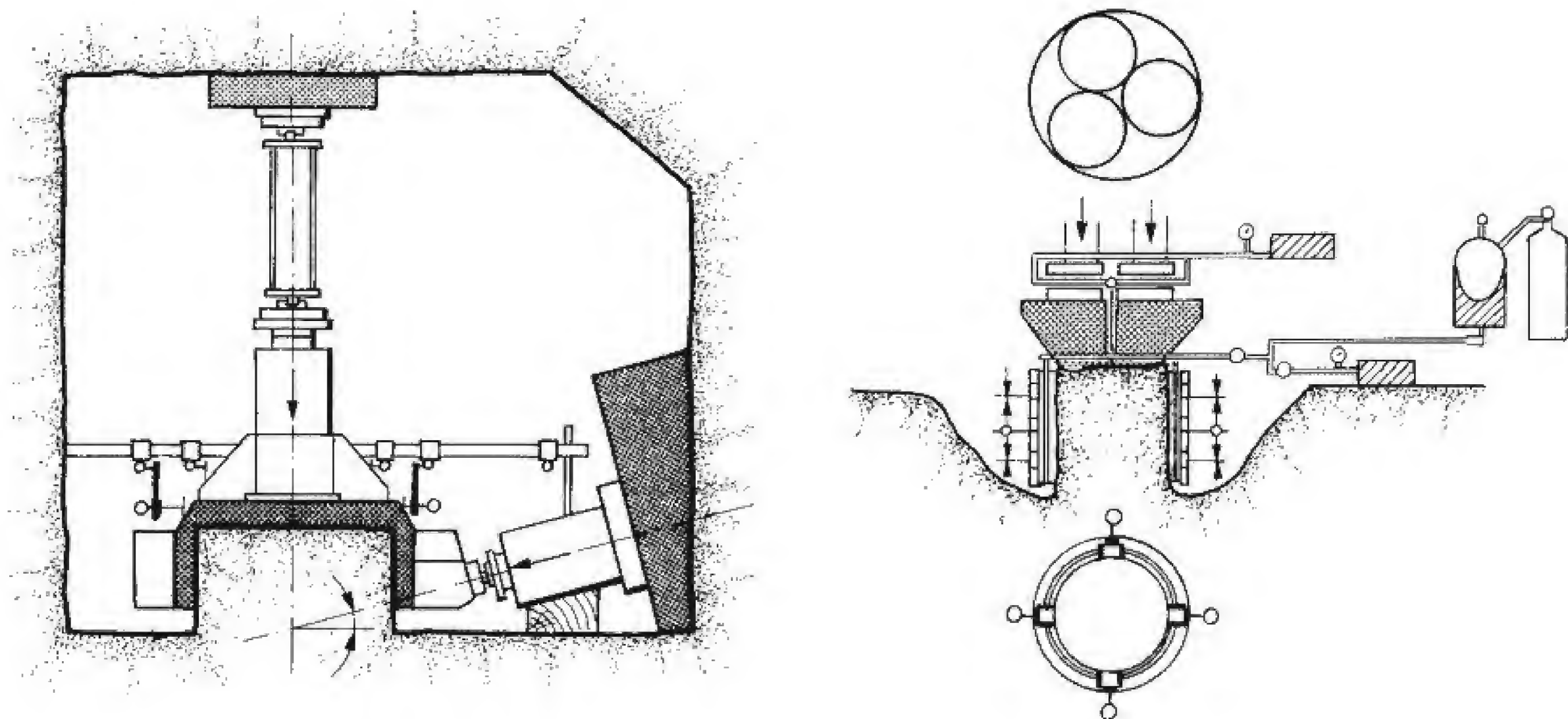


Fig. 10.14 Essais de cisaillement direct et triaxial in situ.

Essais d'eau

Le géologue lausannois Maurice Lugeon (1870-1953) a mis au point un *essai d'eau* qui est devenu universel (fig. 10.15). Au fur et à mesure de l'avancement du forage, on fait un essai d'eau par tronçons de 5 m, sous une pression de 10 kg/cm^2 (que l'on mesure généralement à l'entrée du forage) pendant 10 minutes (15 kg/cm^2 ou davantage pour les grands barrages ; en général 10 kg/cm^2 pour une zone qui se trouvera entre 0 et 100 m de profondeur sous le niveau du futur lac, et ainsi de suite). On mesure la quantité d'eau qui s'échappe dans le terrain. Cette unité de mesure ($1 \text{ l/m} \times \text{min}$ sous 10 kg/cm^2) s'appelle le *Lugeon*. L'expérience a montré que le terrain est étanche (du point de vue de l'ingénieur), si les pertes sont inférieures à 1 litre par minute et par mètre de forage pendant 10 minutes. Il est rare que le rocher naturel soit si étanche. En général on a :

Qualité du rocher	Unité Lugeon
Excellente	0 à $1 \text{ l/m} \times \text{min}$
Bonne	1 à $5 \text{ l/m} \times \text{min}$
Moyenne	5 à $10 \text{ l/m} \times \text{min}$
Médiocre	plus de $10 \text{ l/m} \times \text{min}$

L'*essai Lefranc* consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité ouverte dans le terrain en dessous du niveau de la nappe. Les mesures s'effectuent à niveau constant (injection ou pompage d'eau jusqu'à stabilisation du niveau) dans les sols à perméabilité supérieure à 10^{-4} m/s , ou à niveau variable (prélèvement ou injection d'un volume donné) pour des sols moins perméables.

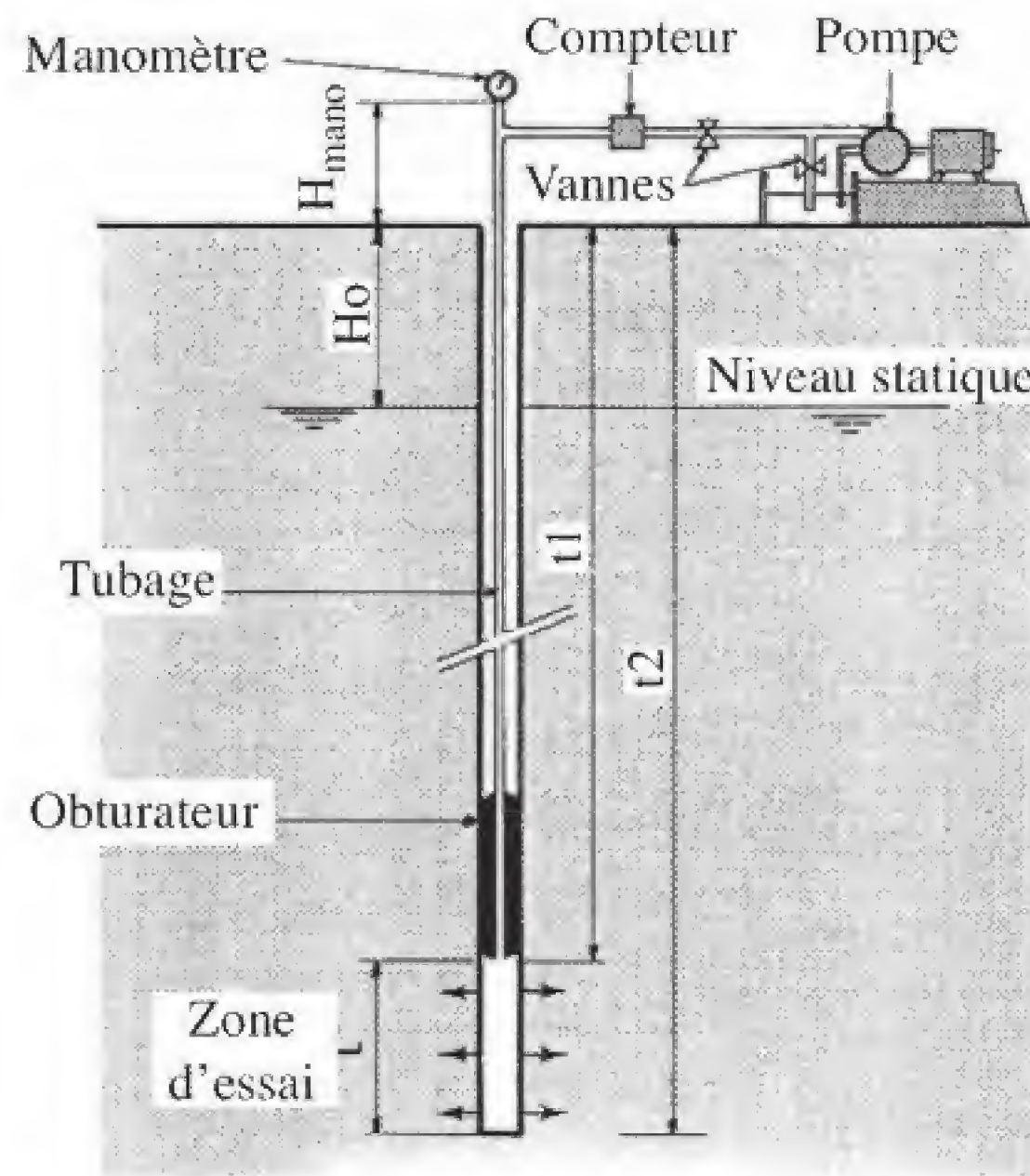


Fig. 10.15 Dispositif pour l'essai Lugeon.

L'*essai par pompage* consiste à mesurer la variation de niveau d'eau dans des piézomètres disposés autour d'un forage ou d'un puits dans lequel on rabat le niveau de l'eau par pompage.

Classification des massifs rocheux

Sans entrer dans les détails, il existe différentes méthodes de classification des massifs rocheux. Les plus répandues sont celle de Z. Bieniawski (classification RMR) et de N. Barton (classification Q).

10.2.4 Types de barrages possibles en fonction de la nature des fondations

Une *fondation sur terrain meuble* convient généralement à des barrages en remblai qui peuvent supporter la déformabilité de tels sols. Il faut veiller à assurer la continuité de l'étanchéité de la retenue dans la fondation sous le barrage et à contrôler les fuites par un dispositif de drainage approprié. Parfois, la construction de barrages en béton de petite hauteur est envisageable sur ce type de fondation, moyennant bien entendu des précautions concernant les percolations et le risque de tassements différentiels.

Une *fondation en rocher* se prête à la construction de tout type de barrage, particulièrement de barrages en béton. Les barrages en béton requièrent des fondations saines. Il est primordial que l'assise rocheuse dispose d'une résistance au cisaillement adéquate et d'une capacité portante suffisante pour répondre aux critères de stabilité requis. La déformabilité du rocher joue également un rôle. Le pendage et l'orientation des couches doivent être relevés. Selon la fracturation et la perméabilité du rocher, ce dernier sera traité par injection en surface (injections de consolidation) et en profondeur pour assurer l'étanchéité au droit du barrage. La présence d'accidents géologiques (faille, zone de cisaillement) imposera des dispositions spéciales au projet pour anticiper d'éventuels mouvements. Pour assurer un bon contact béton-rocher, la zone de fondation doit être purgée des matériaux altérés et libérée de la couverture meuble. Par ailleurs, des retouches aux excavations pour éviter un changement brusque de la pente de l'appui ou des appuis subverticaux et surtout des surplombs doivent permettre de disposer d'une assise régulière (fig. 10.16, fig. 28.1).

Une fondation inclinée vers l'amont est préférable ; si toutefois le terrain naturel est incliné vers l'aval, la réalisation de gradin est indispensable (fig. 10.17).

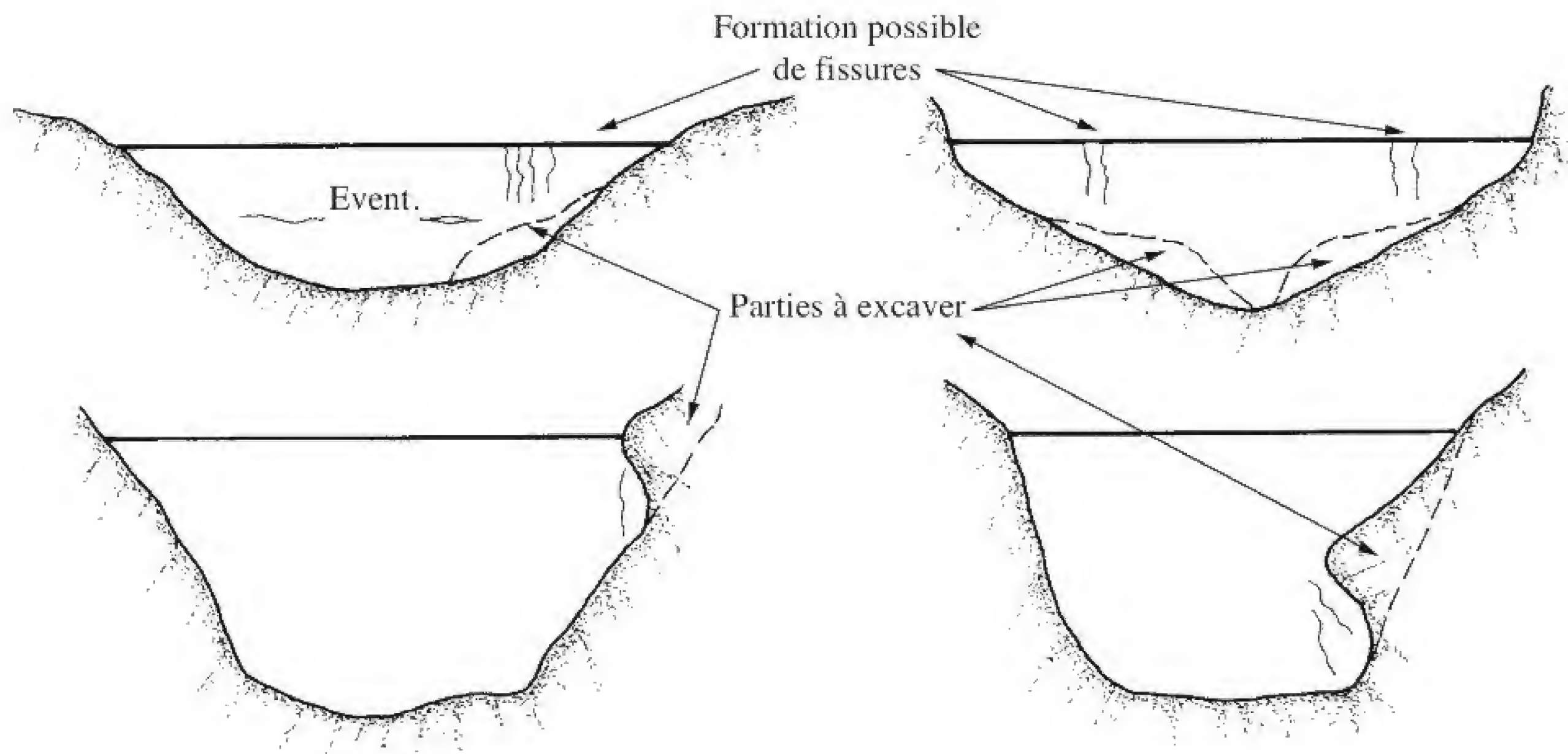


Fig. 10.16 Rectification des excavations : élimination des surplombs et des ruptures de pente.

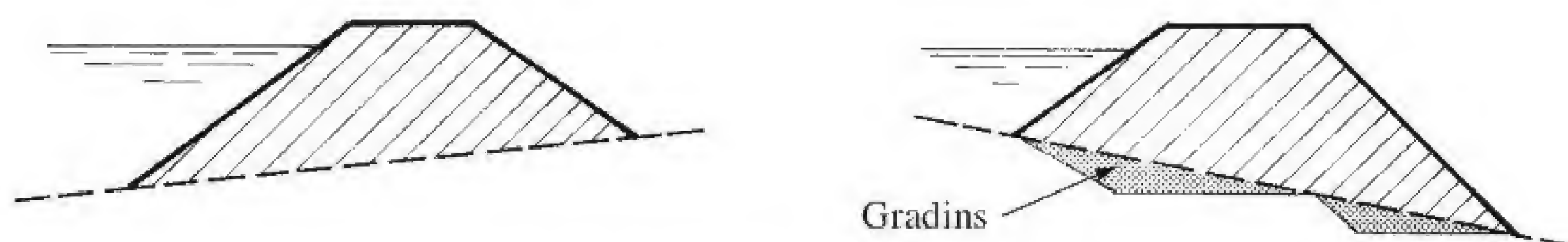


Fig. 10.17 Orientation des fondations.

En ce qui concerne la qualité du terrain en place, on peut sommairement et moyennant beaucoup de réserves classer le rocher d'un site selon les catégories suivantes :

- *Rocher de bonne qualité*

Un rocher de bonne qualité, dont le module de déformation E_R est supérieur à 8000 MPa, est propice à tous les types de barrages. Dans ce type de rocher, les galeries de reconnaissance sont creusées presque sans mesures de soutènement (localement des boulons et du béton projeté).

- *Rocher de moyenne qualité*

Un rocher de moyenne qualité, dont le module de déformation E_R est compris entre 4000 et 8000 MPa, se prête à tous les types de barrages sauf les barrages-voûtes pour lesquels les contraintes au niveau de la fondation sont trop importantes. La tenue du rocher doit être étudiée minutieusement pour vérifier que les déformations de la fondation seront supportées par le barrage. Un comportement homogène de la fondation est très important. Dans ce type de rocher, les galeries de reconnaissance sont creusées sans mesures de soutènement.

- *Rocher de mauvaise qualité*

Si le module de déformation E_R est inférieur à 4000 MPa, la déformabilité du rocher est trop grande pour y fonder une structure rigide comme un barrage en béton, aussi la préférence peut être donnée à un barrage en remblai, à noyau ou éventuellement à masque amont. Dans ce type de rocher, le creusement des galeries de reconnaissance nécessite des mesures de soutènement particulières (cintres métalliques, béton projeté).

10.2.5 Interventions du géologue pendant les travaux

L'intervention d'un géologue (ou ingénieur géologue) et selon les cas d'un géotechnicien pendant les travaux et également durant l'exploitation est incontournable.

Pendant le déroulement des travaux, il n'est pas exclu de devoir faire face à des situations inattendues concernant la géologie. Aussi, le suivi par des spécialistes permet d'intervenir et de prendre toutes les mesures adéquates qui se révéleraient nécessaires.

Toutes les fouilles avant d'être recouvertes et les galeries doivent être inspectées par le géologue pour juger de la qualité du rocher. Il dresse des levés géologiques avec indications de la fracturation, de la fissuration, du pendage des couches, de la schistosité et d'éventuelles venues d'eau. En parallèle, il établit un dossier photographique (fig. 10.18). Après son inspection, le géologue peut le cas échéant proposer les adaptations qui s'imposent. Parallèlement, un levé topographique du fond de fouille doit être établi par un géomètre.

Après avoir donné des indications concernant le projet des travaux d'injections, le géologue suit leur exécution. En fonction de la géologie rencontrée et des résultats d'absorption en coulis, il propose d'éventuelles adaptations.

Lors des essais de première mise en eau, il évalue l'efficacité des systèmes d'étanchéité et de drainage et propose les compléments éventuels à apporter.

Le géologue intervient en ce qui concerne la stabilité des excavations, des versants naturels et fera mettre en place tout confortement jugé nécessaire. Il recense tous les faits ou événements intervenus au cours des



Fig. 10.18 Fond de fouille d'un barrage-voûte.

travaux afin d'avoir à disposition pour le futur toutes les indications géologiques utiles en cas d'événements particuliers qui pourraient survenir lors de la première mise en eau et/ou en cours d'exploitation.

Il constitue un dossier géologique de référence qui sera, selon les circonstances, complété au cours de la vie de l'ouvrage.

10.3 Recherche des matériaux

Quel que soit son type, la construction d'un barrage nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les coûts de construction sont fortement influencés par le prélèvement, le transport et la mise en place des matériaux. Les zones d'emprunts devront donc se trouver à proximité immédiate du site, et les frais de traitement des matériaux (concassage, lavage, sélection) doivent être optimisés.

Le choix du type de barrage peut dépendre de la quantité et de la qualité des matériaux disponibles. Ces dernières doivent toutefois être suffisantes pour répondre aux spécifications exigées. Une des grandes difficultés des études préliminaires de barrages consiste à garantir avec une bonne précision une qualité suffisante et homogène pour toute la quantité nécessaire.

Au niveau de la construction, il existe une différence essentielle entre les barrages en béton et les barrages en remblai :

- Pour un barrage en béton, le matériau de construction est un produit fabriqué industriellement, donc de qualité plus ou moins constante. En principe, seules les températures extrêmes peuvent empêcher la mise en place, surtout les températures basses.
- Pour les barrages en remblai, le matériau de construction est un produit naturel dont les propriétés peuvent varier d'un point à l'autre et également selon la saison. Les températures basses et les précipitations (pluie, neige) peuvent empêcher la mise en place de certains matériaux, essentiellement les matériaux cohésifs.

10.3.1 Agrégats pour barrages en béton

Les agrégats sont des matériaux inertes qui pour être propres à la confection des bétons, doivent répondre à divers critères de qualité². La forme, la constitution physique et chimique, la propreté des grains sont des caractéristiques importantes qui ont une incidence sur les propriétés des bétons. En outre, une analyse granulométrique permet de classer les agrégats selon la grosseur extrême des grains : farine, sable, gravillons, graviers et cailloux (matériaux roulés) ou pierres cassées (matériaux concassés). Le contrôle de la granulométrie est un élément capital. Par ailleurs, les agrégats ne doivent pas avoir d'action sur le ciment et être inaltérables à l'air, à l'eau et au gel. Les matériaux poreux ne sont pas recommandés. Divers autres conditions entrent en jeu pour la confection même des bétons qui sont traités dans la Partie V.

En ce qui concerne la forme, celle des granulats roulés et lisses issus de gravières alluviales se rapproche le plus de la sphère, ce qui permet une bonne imbrication des grains les uns dans les autres. Une autre catégorie concerne les granulats concassés issus de carrières, qui eux s'écartent beaucoup de la sphère. On y trouve des plats et des aiguilles qui entraînent des difficultés à bien serrer le béton. Il faut relever que les agrégats concassés offrent une bonne résistance à la fissuration et au glissement le long d'un plan de faiblesse. On peut améliorer la maniabilité en introduisant des sables fins et moyens roulés. Pour limiter l'emploi d'agrégats de forme inadéquate, on peut avoir recours à un coefficient volumétrique C qui

² Diverses normes fixent ces critères : SIA en Suisse, AFNOR en France, ASTM (*American Society for Testing and Materials*) aux USA.

est le rapport entre le volume v du grain considéré et celui de la sphère circonscrite au diamètre de la plus grande dimension du grain d :

$$C = \frac{v}{(\pi/6) \cdot d^3}$$

Pour une famille de grains, l'expression devient:

$$C = \frac{\Sigma v}{(\pi/6) \cdot \Sigma d^3}$$

Les limites inférieures sont de 0.20 pour les graviers de 12.5 à 15 mm et de 0.15 pour les dimensions supérieures à 25 mm (Faury, 1958).

En ce qui concerne les caractéristiques des agrégats, elles ont trait à leur propreté, leur état de surface, leur gélivité, leur constitution minéralogique, leur dureté, leur densité apparente et la présence de schistosité. La propreté est une qualité à exiger. Les agrégats doivent être lavés mécaniquement afin qu'ils soient exempts d'impuretés nuisibles tels que humus, débris végétaux, gypse, mica, scories, nodules d'argile. Les matières solubles et les matières extrafines (limon, vase, argile) ne sont tolérées qu'en faible proportion (2 %).

$$\text{pourcentage d'impureté} = 100 \cdot \frac{P1 - P2}{P2}$$

avec

P1 = masse de granulat sec avant lavage

P2 = masse de granulat sec après lavage.

L'état de surface joue aussi un rôle. Une surface rugueuse d'un matériau concassé offre une meilleure adhérence du liant durci, mais exige plus d'eau de mouillage. La gélivité éventuelle des agrégats doit être examinée. Elle dépend pour beaucoup de leur état de fissuration ou de leur clivage. Du point de vue de la constitution minéralogique, les agrégats ne doivent contenir aucun constituant nuisible au liant tel le gypse ou l'anhydrite. La présence de silice amorphe peut conduire à des désordres par gonflement résultant de réactions avec les composants alcalin des ciments. Parmi les types de réaction alcali-granulats (RAG), on distingue les réactions alcali-silice, alcali-sicate et alcali carbonate (plus rarement observée). Pour éviter de tels dégâts, il est bon de soumettre les agrégats à une analyse pétrographique pour juger si un mélange, une fraction ou des composants peuvent être considérés comme potentiellement réactifs. Des indications fiables sur la réactivité des granulats peuvent être obtenus au moyen de mesures de variations de longueur d'éprouvettes de béton ou de mortier. L'essai «Microbar» (selon AFNOR P 18-588) a fait ses preuves. Le tableau 10.19 donne les principaux minéraux et roches réactifs (Hammerschlag et Merz, 2000). Lors de la construction d'un barrage en Suisse, la roche calcaire des agrégats contenait des rognons de silice amorphe. On a paré au gonflement dû à la réaction avec des alcalis du ciment par adjonction de 30 % de pouzzolane au ciment Portland.

Il faut aussi procéder à l'examen du comportement des agrégats au malaxage et en cours de durcissement du liant. La dureté est mesurée le plus souvent à l'essai Los Angeles ou Deval. L'objectif est de faire subir aux matériaux une abrasion par rotation. Il faut noter que le poids de matériaux testés et la durée de rotation diffèrent selon le type d'essai. A la fin de l'essai, les matériaux sont passés au tamis 1.6 mm. Le coefficient de Los Angeles est le rapport entre le poids des éléments < 1.6 mm et le poids total initial (5 kg). Quant au coefficient Deval, il vaut $A = 400/U$, où U est le poids en grammes de sable produit pendant la rotation passant au tamis 1.6 mm et compté par kg d'agrégat.

En tout état de cause, des essais préliminaires des bétons seront primordiaux et indispensables.

Tableau 10.19 Principaux minéraux et roches réactifs (d'après Hammerschlag et Merz, 2000).

Familles de roches	Roches dans lesquelles des phases minéralogiques réactives peuvent se produire	Phases minérales réactives	Types de réaction
Roches cristallines	Granites, granodiorites, diorites, etc.	Quartz microfibreux, poreux	Alcali-silicate
Roches volcaniques	Rhyolithes, dacites, andésites, basaltes, obsidiennes, tufs	Formes de quartz instables à haute température : trydimite, cristobalite	Alcali-silice
		Acide silicique cryptocristallin : calcédoine	Alcali-silice
		Acide silicique hydratisé, amorphe : opale	Alcali-silice
Roches métamorphiques	Gneiss, schistes, mylonites, quartzites, cornéennes	Quartz fissurés, déformés	Alcali-silicate
		Feldspath altérés, poreux, déformés	Alcali-silicate
		Micas en fins cristaux	Alcali-silicate
		Quartz crypto- et microcristallins	Alcali-silice
Roches sédimentaires	Grès, grauwake, siltites, silex, calcaires siliceux	Feldspath altérés, poreux, déformés	Alcali-silicate
		Argiles en fins cristaux, micas	Alcali-silicate
		Quartz crypto- et microcristallins	Alcali-silice
		Acide silicique cryptocristallin : calcédoine	Alcali-silice
		Acide silicique hydratisé, amorphe : opale	Alcali-silice

10.3.2 Matériaux pour barrages en remblai

Le choix des matériaux de remblai constitue un des points essentiels dans la planification d'un barrage en remblai. Les matériaux devront impérativement satisfaire les conditions suivantes :

- Qualité
 - non organique ;
 - non altérable ;
 - extraction, transport et mise en place possible ;
 - compactage possible ;
 - résistance au cisaillement ϕ' et cohésion c' élevées (pour le noyau).

- Disponibilité en quantité et qualité suffisante à proximité du site
Par exemple, en disposant de matériaux grossiers ou d'enrochement et d'une quantité limitée de matériaux imperméables, un barrage en remblai zoné peut être envisagé. Par contre, si seuls des enrochements sont disponibles, on peut recourir à la solution d'un barrage en remblai en enrochement muni d'une étanchéité amont.
- Economie

En principe, tous les matériaux non organiques peuvent être utilisés pour la construction des digues, pourvu que la mise en place (indépendamment des conditions climatiques : précipitations, gel en pays nordiques ou en conditions alpines), le compactage et la résistance à l'altération soient garantis.

Il existe une large gamme des matériaux variant de l'argile aux gros blocs qui peuvent être utilisés. On tâche donc toujours de choisir des matériaux peu sensibles aux influences climatologiques, d'une part, pour la mise en place et, d'autre part, pour la durabilité à long terme. En même temps, une résistance au cisaillement ϕ' et une cohésion c' les plus élevées possibles sont recherchées. L'art de la construction des barrages en remblai (digues) réside dans l'aptitude de l'ingénieur à utiliser les matériaux naturels les plus proches de l'ouvrage en satisfaisant en même temps aux exigences de la sécurité et de l'économie.

Pour la construction des éléments d'étanchéité comme les noyaux, des matériaux cohésifs sont inévitables, car ils présentent une faible perméabilité. On utilise des limons argileux (CL) qui ont une faible perméabilité ($k < 10^{-7}$ m/s) ou éventuellement des matériaux morainiques avec une forte teneur en fines.

Par contre, les corps d'appui et les filtres se composent de matériaux non cohésifs (graviers, pierres, blocs). Les exigences sur les propriétés physiques des matériaux dans les différentes zones du barrage sont présentées sur la figure 10.20.

Bien entendu, avant de retenir un matériau, il faut le soumettre à des essais géotechniques usuels pour connaître leurs propriétés. Ces essais concernent la teneur en eau, l'identification des sols (analyse granulométrique, limites d'Atterberg), les caractéristiques de compactage (essai Proctor) et leur comportement (essais triaxiaux CU et UU, résistance au cisaillement, compressibilité, perméabilité).

Les spécificités essentielles des matériaux d'emprunt nécessaires sont résumées dans le tableau 10.21.

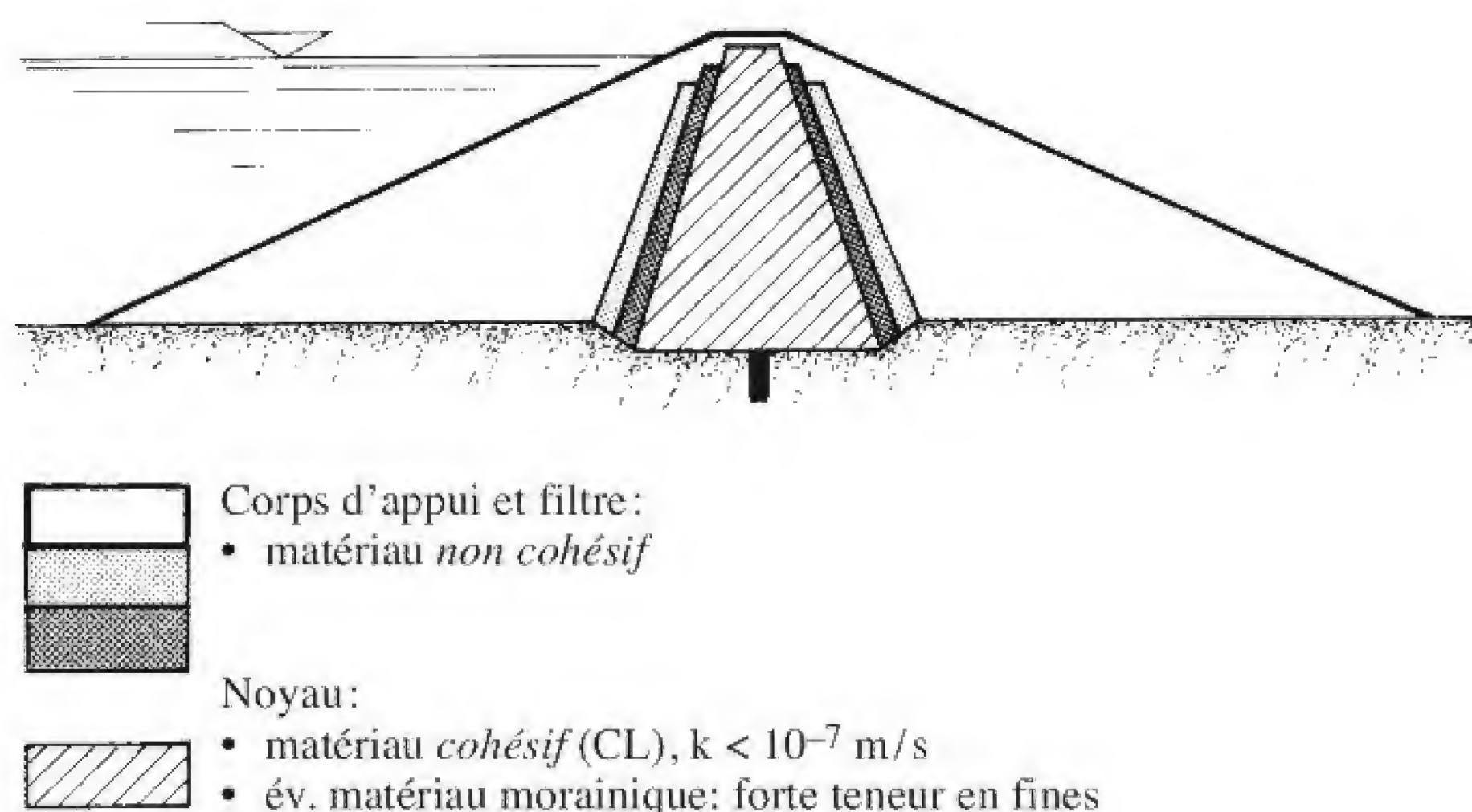


Fig. 10.20 Propriétés physiques des matériaux dans les différentes zones d'un barrage en enrochement à noyau central.

Tableau 10.21 Caractéristiques requises pour les matériaux d'emprunts.

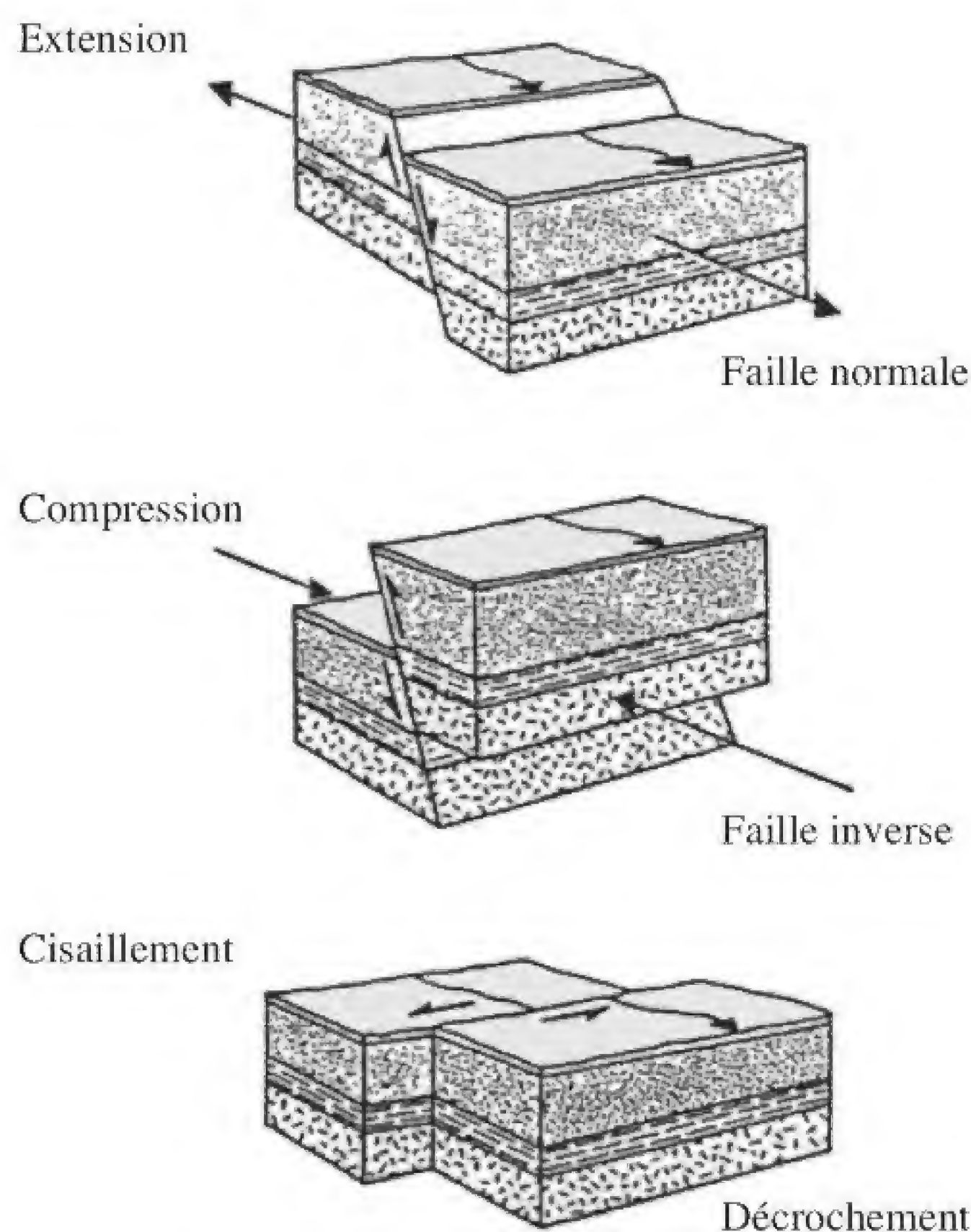
Remblai pour les corps d'appuis
<ul style="list-style-type: none"> matériaux alluvionnaires pour les barrages en terre ; teneur en fines faible (éventuellement après lavage) ; matériau de carrière pour les corps des barrages en enrochements.
Noyau
<ul style="list-style-type: none"> matériau argileux à perméabilité très faible.
Matériau de filtre
<ul style="list-style-type: none"> matériaux alluvionnaires ou éventuellement de carrière, lavés ; exigences granulométriques très précises.
Rip-rap
<ul style="list-style-type: none"> grands blocs de rocher résistants à l'altération dynamique des vagues, souvent difficile à trouver ; éventuellement blocs en béton (tétrapodes).

10.4 Sismicité

10.4.1 Éléments de sismique³

Origine des séismes

Dans son rapport général relatif à la question 51 (Résistance des barrages aux tremblements de terre) traitée lors du XIII^e Congrès CIGB de New Delhi en 1979, R.G.T. Lane a noté « qu'aucune région du monde

**Fig. 10.22** Principaux types de failles.

³ Les éléments figurant dans ce chapitre se réfèrent en partie à l'ouvrage de Markus Weidmann, *Tremblements de terre en Suisse* (Verlag Desertina, Coire).

n'est à l'abri d'un tremblement de terre » (Wieland, 2003). Il est certain que ce constat reste d'actualité et le sera dans le futur. L'histoire démontre que les régions où une activité sismique existe (faible tremblement de terre inclus), sont aussi des zones qui dans le futur peuvent être le siège de violents tremblements de terre.

Les plaques constituant l'écorce terrestre sont en constant mouvement et se déplacent relativement les unes par rapport aux autres. Il s'en suit des efforts dans leurs zones de contact et des mouvements saccadés qui sont générateurs de séisme. La distribution mondiale des séismes confirme bien la relation qui existe avec les limites des plaques.

Les causes des tremblements de terre peuvent être d'origine tectonique (fractures internes de la croûte terrestre), mais également volcanique ou dues à la présence d'une retenue. La plupart des grands tremblements de terre se produisent sur des failles préexistantes. Des mouvements lents et différents produisent des déformations entraînant une augmentation des contraintes aux abords de la faille. Au moment où la résistance au frottement est dépassée, il survient une rupture qui génère un tremblement de terre (fig. 10.22).

Mécanisme de séismes

Le séisme correspond à une détente soudaine et violente due à une perturbation de l'équilibre des masses avec transformation d'énergie potentielle en énergie cinétique. Deux types d'ondes prépondérantes sont générées : les ondes longitudinales ou primaires (onde P) et les ondes transversales ou secondaires (onde S). Elles se propagent jusqu'à la surface terrestre pour former des ondes en surface, dites longues (onde L). Elles peuvent être verticales ou latérales et on les appelle *secousses*. La zone en profondeur où se déclare le tremblement de terre est appelée *hypocentre* ou foyer. L'importance du phénomène dépend de la profondeur de l'hypocentre. L'*épicerentre* est le point de la surface qui se trouve à la verticale de l'hypocentre. Les secousses provoquées par un tremblement de terre durent, selon son importance, de quelques secondes (Magnitude 3) à 20 à 30 secondes (Magnitude 5), des durées supérieures ne sont pas à exclure. Un tremblement de terre est généralement suivi de répliques de durée plus courte.

Caractéristiques des séismes

Les paramètres pour décrire la violence d'un séisme sont la *magnitude* de Richter et l'échelle d'*intensité*.

Le terme de magnitude a été introduit par Richter en 1935. La magnitude, qui caractérise la quantité d'énergie libérée au foyer du séisme, est une valeur logarithmique donnée en chiffre arabes ($M = 6.4$; $M = 7.2$). Une augmentation de 1 en magnitude correspond à environ 30 fois plus d'énergie libérée (tab. 10.23). Une formule mathématique permet de la calculer en utilisant des valeurs définies à l'aide du sismogramme (distance de la station sismologique au foyer du séisme et ampleur maximale du mouvement du sol).

En principe, plus la magnitude est grande plus la surface de rupture est grande et plus l'amplitude du mouvement est importante. Le tableau 10.24 montre la relation entre la magnitude, la taille de la surface de rupture et le rejet.

Il existe un grand nombre d'échelles qui permettent de décrire l'intensité d'un séisme (Rossi-Forel – RF, Mercalli modifiée – MM, etc.). Alors qu'en Amérique on emploie l'échelle de Mercalli modifiée, l'échelle la plus utilisée en Europe est certainement l'échelle d'intensité MSK 64 (Medvedev-Sponheuer-Karnik, 1964) qui établit 12 degrés (de I à XII, en chiffres romains) en fonction des effets ressentis par les personnes et des dégâts observés, principalement sur les constructions. Le tableau 10.25 constitue un extrait de l'échelle MKS. Une estimation de l'accélération correspondante, exprimée en fraction de

l'accélération gravitaire g , est indiquée. Le tableau se réfère principalement aux dégâts occasionnés sur trois types de construction caractéristiques :

- Constructions A : Construction d'adobe (plots d'argile séchés au soleil) ou en pierres des champs non taillées et mal liées.
- Constructions B : Maisons en briques, en pans-rideaux préfabriqués de béton, en bois et briques, en pierre taillée.
- Constructions C : Maisons en béton armé, chalets de bois bien construits.

Tableau 10.25 Echelle MKS 64, description des dégâts sur les constructions.

Degré MKS	Description	Effets	Accélération, exprimée en g
I	Non ressentie	Seulement enregistrée par les sismographes	
II	Rarement ressentie	A peine ressentie (personnes au repos dans les étages élevés)	
III	Faible	Ressentie par peu de monde (analogue au passage d'un camion)	
IV	Largement observée	Ressentie par beaucoup. Craquements, léger balancement des objets suspendus	
V	Forte	Beaucoup de dormeurs s'éveillent, fort balancement des objets suspendus	0.012-0.025
VI	Dégâts légers	Frayeur, petites fissures dans les murs d'adobe et les plâtres	0.025-0.05
VII	Dégâts	Large fissures dans les constructions A, faibles dans les constructions B, chutes de cheminées, variation du niveau d'eau dans les puits, eaux des lacs boueuses	0.05-0.1
VIII	Dégâts importants	Eroulement partiel des constructions B, fissures dans les constructions C, fissures dans le sol, statues et monuments déplacés	0.1-0.2
IX	Destructions	Destruction d'une partie des constructions B, gros dégâts dans les constructions C, glissements de terrains	0.2-0.4
X	Destructions importantes	Eroulement partiel des constructions C, larges fissures dans le sol (ouvertes jusqu'à 1 m), dommages aux routes, voies ferrées, canalisations enterrées	0.4-0.8
XI	Catastrophe	Dommages importants aux constructions les plus résistantes : ponts, barrages	0.8-1.6
XII	Catastrophe généralisée	Bouleversement total de la surface du sol, toute construction humaine est détruite	> 1.6

La figure 10.26 donne les relations empiriques entre la magnitude et différentes valeurs physiques.

Magnitude [Richter]	Energie [Joule]	Accélé- ration [%]	Vitesse [m/s]	Déplace- ment [cm]	Intensité en épicentre
2	10 ⁷	0.1	0.01		I Non ressentie
				0.1	II Rarement ressentie
3	10 ⁹		0.1		III Faible
		1			IV Largement observée
4	10 ¹¹		1	1	V Forte
					VI Dégâts légers
5		10			VII Dégâts
	10 ¹³		10		VIII Dégâts importants
6				10	IX Destructions
	10 ¹⁵	100	100		X Destructions importantes
7					XI Catastrophe
	10 ¹⁷			100	XII Catastrophe généralisée
8					

Fig. 10.26 Caractérisation des tremblements de terre et magnitude selon Richter.

Enregistrement des séismes

Les sismographes et les accélérographes sont des instruments qui, selon leur conception, permettent d'enregistrer le mouvement du support de l'appareil oscillant en fonction du temps dans deux directions horizontales perpendiculaires et une verticale (trois composantes). Il existe également des appareils à une composante. Un appareil est composé d'une masse importante dont le centre d'inertie reste relativement stationnaire lorsque l'ensemble du support est déplacé au cours d'un tremblement de terre. L'enregistrement permet d'établir un séismogramme ou un accélérogramme. Les stations sismologiques modernes ne dessinent plus les mouvements du sol sur papier ou un autre support, mais elles livrent des données qui sont transformées par ordinateur en un sismogramme numérique. Les sismogrammes de plusieurs stations réparties permettent de localiser l'épicentre, ainsi que de déterminer la profondeur du foyer et de calculer la magnitude.

L'accélérogramme de la figure 10.27 montre un exemple d'enregistrement de l'accélération a (m/s^2) dans une direction donnée d'un tremblement de terre historique (Taft, 1952, $M = 7.7$). On notera que l'accélération est souvent exprimée en fonction de l'accélération terrestre g .

Les sismographes ne mesurent pas directement l'accélération, mais plutôt l'amplitude des déplacements causés par le tremblement de terre. L'accélération est ensuite calculée.

En admettant une sollicitation qui causerait un ébranlement oscillant de manière sinusoïdale, selon la relation

$$\delta = A_{TT} \sin(t/T)$$

où δ est le déplacement, A_{TT} est l'amplitude maximale du mouvement, et T est la période du mouvement (en réalité pouvant varier entre 0.1 seconde et plusieurs secondes au cours d'un même événement).

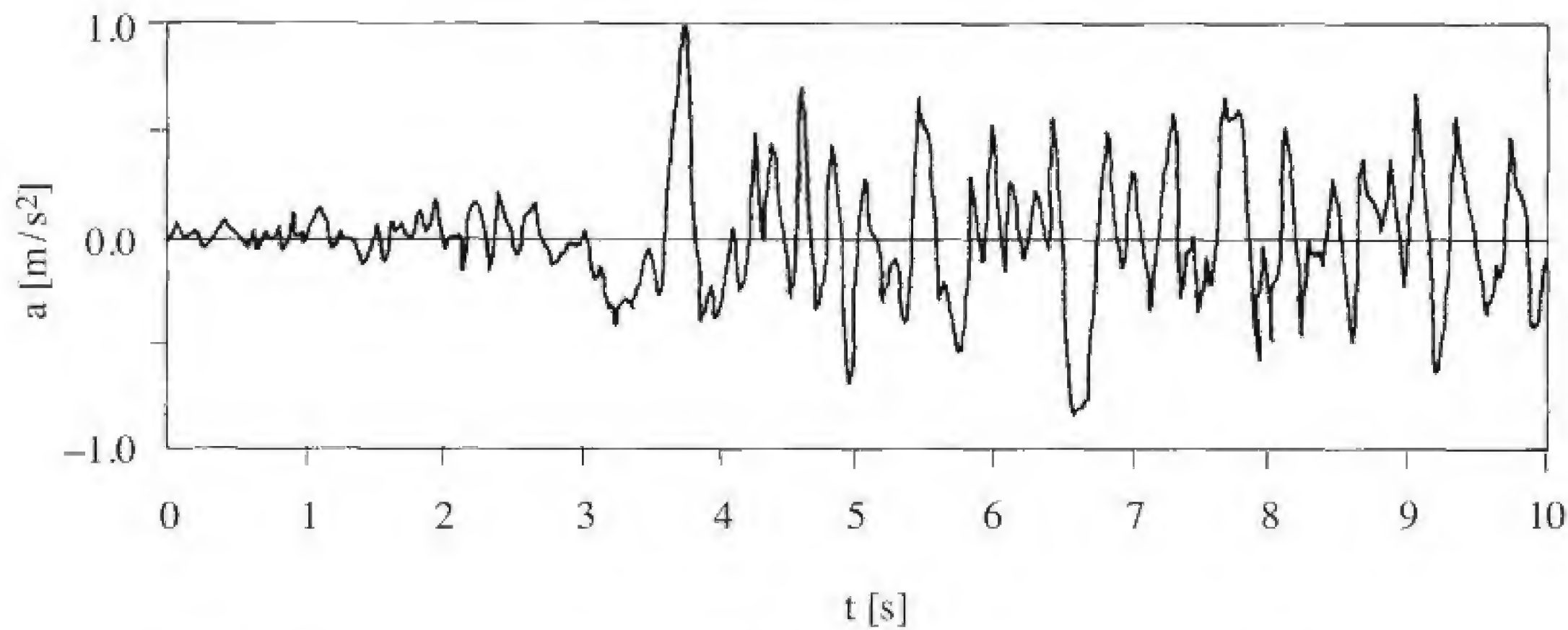


Fig. 10.27 Accélérogramme du tremblement de terre de Taft, Californie 1952.

L'accélération maximale s'exprime selon la relation

$$a = \frac{4\pi^2 A_{TT}}{T^2}$$

Ainsi, pour une période $T = 0.1$ s, l'accélération devient :

- pour $A_{TT} = 1$ mm, $a \cong 0.4$ g,
- pour $A_{TT} = 0.5$ mm, $a \cong 0.2$ g.

Pour une période $T = 1$ s, une amplitude maximale de mouvement de 0.1 m correspond à une accélération de 0.4 g.

Les relevés de sismographes montrent qu'une accélération de 0.4 g correspond à un séisme catastrophique. En Suisse, et de manière générale en Europe (à l'exception de zones particulièrement sensibles comme en Italie du Sud et en Grèce), on considère une accélération horizontale de 0.1 g à 0.3 g comme une valeur usuelle, mais qui doit être justifiée, pour le dimensionnement des barrages selon la région (Intensité MSK 7.0 à 8.8). Les accélérations horizontales maximales du tremblement de terre de Izmit (17. 8. 1999) en Turquie ne dépassaient pas 0.36 g.

Aléa et risque sismiques

L'aléa sismique est la probabilité avec laquelle un séisme d'une violence donnée aura lieu dans une région donnée pour un temps d'occurrence déterminé. La force d'un tremblement de terre peut être exprimée par son intensité et également par l'accélération maximale du sol. Plus un séisme est intense, plus la probabilité d'occurrence (période de retour) dans une région donnée est faible. L'aléa sismique se détermine sur la base d'informations relatives à des tremblements de terre historiques et de l'activité sismique antérieure et récente. La sismologie moderne est en mesure de faire des prévisions sur les probabilités d'occurrence des tremblements de terre les plus violents sur la base de nombreux petits séismes enregistrés.

Pour connaître l'aléa sismique en un lieu donné, il est toujours possible d'effectuer une étude tenant compte de la nature régionale du sous-sol et des tremblements de terre enregistrés dans une région donnée. Grâce à des lois ou modèles d'atténuation des ondes (Sägger et Mayer-Rosa, 1978 ; Smit, 1996), on peut trouver l'intensité au point considéré. Une analyse statistique permet ensuite de déterminer des valeurs pour différentes périodes de retour. On peut aussi se baser sur des cartes isoséistes qui peuvent être établies pour différentes périodes de retour. De telles cartes ont été publiées en Suisse en 1978 pour des périodes de

retour de 100, 1000 et 10 000 ans (Sägesser et Mayer-Rosa, 1978)⁴. Comme il est difficile de tenir compte du comportement du sous-sol en tous points, des valeurs moyennes de la qualité des sols ont été admises. En conséquence, ces cartes reflètent un aléa sismique régional moyen. Il est aussi possible de procéder à des mesures de microsismicité afin de rechercher la présence de failles actives éventuelles et de déterminer le séisme maximal possible qu'elles peuvent engendrer.

Dans le cas d'un barrage, le *risque sismique* dépend du danger (exprimé par exemple par la probabilité de dépassement d'une valeur de l'accélération de pointe du sol donnée), de sa tenue au tremblement de terre (vulnérabilité) et des conséquences des dégâts provoqués par le séisme sur le barrage (par exemple, perte de capacité de stockage de la retenue, lâchures d'eau non contrôlées, dégâts sur un barrage et ses ouvrages annexes). Il faut relever que l'on peut sensiblement réduire la vulnérabilité en prenant notamment des mesures concrètes qui concernent l'assainissement si nécessaire d'ouvrages existants et l'application des normes parasismiques les plus récentes.

10.4.2 Sismicité en Suisse

Dans le contexte géographique européen, la Suisse fait partie des pays dont l'activité sismique est faible à moyenne. En Europe, les zones de forte activité sismique concernent spécialement l'Italie, les Balkans et la Turquie, auxquelles s'ajoutent quelques régions limitées d'Europe centrale.

La sismicité en région alpine de la Suisse est à mettre directement en relation avec le déplacement de la plaque africaine vers la plaque eurasiennne. La Suisse se trouve sur la bordure nord du promontoire adriatique qui représente un prolongement en forme de doigt de la plaque africaine, dit poinçon apulien (fig. 10.28). La collision de ces plaques entraîne également une surrection des Alpes. Les Alpes représentent en principe une zone frontière entre les plaques africaine et eurasiennne. Les séismes sont engendrés par la collision de lithosphères continentales ayant lieu au niveau du poinçon apulien. Les tremblements de terre dans les régions de la Grèce et des îles de la mer Egée sont dus à l'enfoncement de la lithosphère océanique de la plaque africaine sous la lithosphère eurasiennne. On observe aussi des tremblements de terre au nord des Alpes en relation avec la formation de la partie sud du «fossé rhénan», ce qui explique la sismicité observée dans la région bâloise.

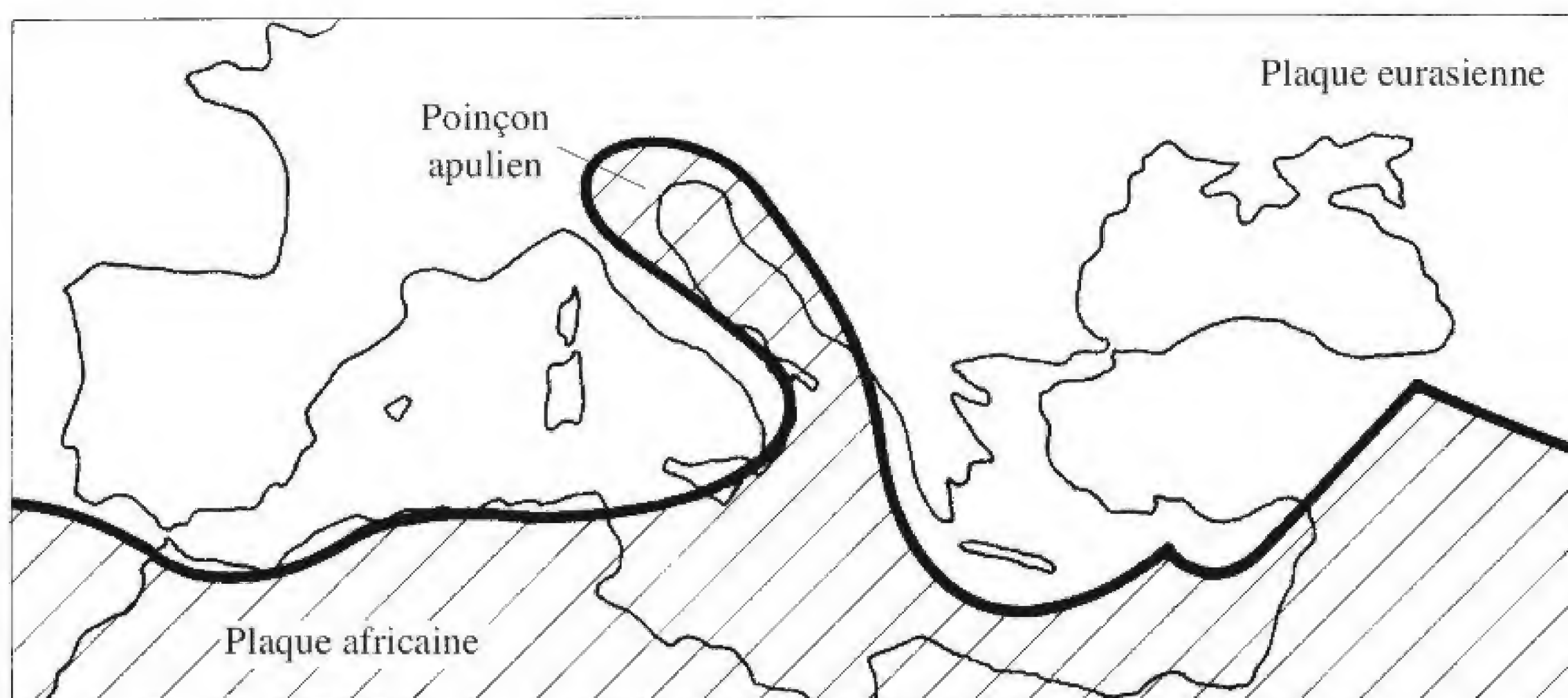


Fig. 10.28 Frontière entre les plaques africaine et eurasiennne (tiré de Weidmann, 2003).

⁴ Ces cartes ont été réactualisées.

Pour l'observation des séismes, le Service sismologique suisse (SSS) exploite deux réseaux principaux. Le premier, mis en place dans les années 1970, est un réseau de stations sismologiques ultrasensibles ajustées de façon à pouvoir enregistrer de très faibles secousses. De 1998 à 2001, les stations initiales ont été remplacées par des stations numériques à large bande (fig. 10.29 et fig. 10.30). Les enregistrements sont directement transmis à la permanence du SSS. Le second réseau, mis en place entre 1991 et 1995, comprend des appareils de mesure capables d'enregistrer des séismes importants (stations Strong Motion). Ces appareils ont été installés dans les régions les plus actives du pays. De plus, toutes les centrales nucléaires, ainsi que cinq ouvrages d'accumulation de divers types (Grande Dixence, Mattmark, Mauvoisin, Emosson et Punt dal Gall) sont équipés des mêmes accélérographes (fig. 10.29). Il est prévu de renouveler et de densifier ce réseau national d'accélérographes en deux étapes entre 2009 et 2016.

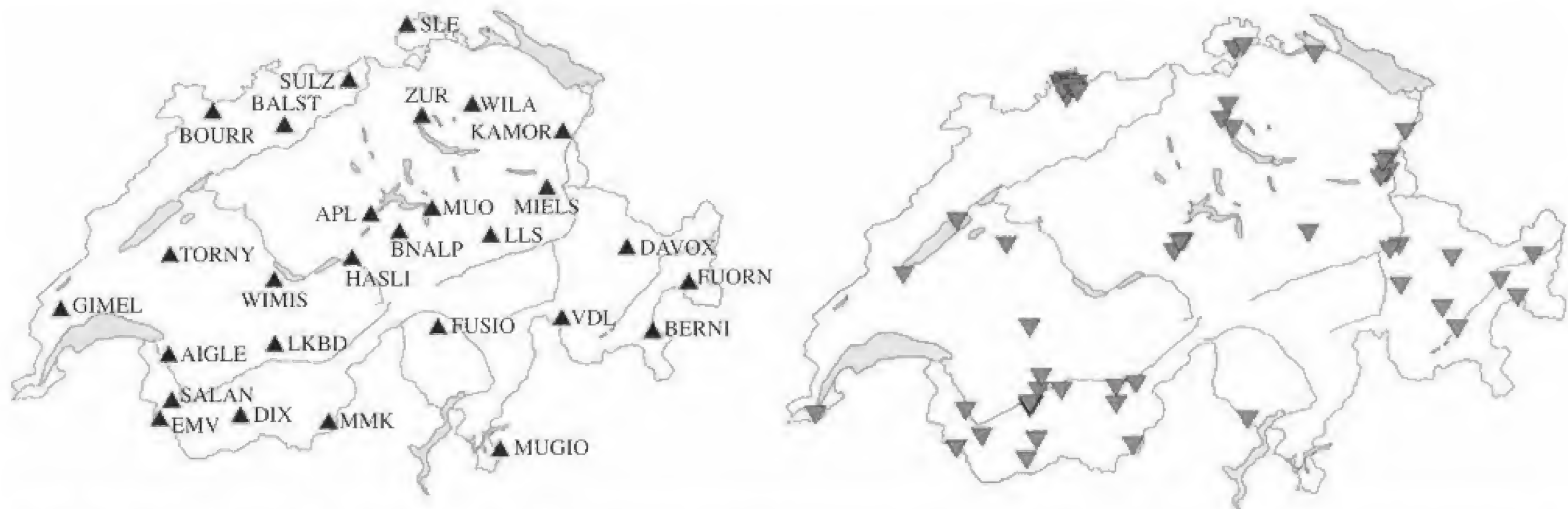


Fig. 10.29 Situation des stations de mesures des réseaux sismologiques, à gauche le réseau de stations sensibles, à droite le réseau de stations Strong Motion (source SSS).



(a)



(b)



Fig. 10.30 (a) Installation d'une station sismologique du réseau de stations sensibles (source SSS); (b) installation d'un accélérographe et du centre de contrôle du réseau barrage (photo P. Smit).

En ce qui concerne la statistique historique entre l'an mille et actuellement, 639 tremblements d'une intensité égale ou supérieure à V ont été enregistrés, 125 d'une intensité égale ou supérieure à VI, 40 d'une intensité égale ou supérieure à VII, 12 d'une intensité égale ou supérieure à VIII et 1 d'une intensité égale IX (Bâle, 1356). Le tableau 10.31 dresse la liste des plus violents séismes survenus en Suisse.

Tableau 10.31 Liste des plus violents séismes enregistrés en Suisse (tiré de Weidmann, 2003).

Date	Région	Intensité
4 septembre 1295	Coire	VIII
18 octobre 1356	Bâle	IX
Avril 1524	Ardon VS	VIII
18 septembre 1601	Suisse centrale	VIII
29 novembre 1610	Bâle	VII
9 décembre 1755	Brigue	VIII
10 septembre 1774	Altdorf	VIII
6 décembre 1795	Wildhaus GL	VII
20 avril 1769	Rheintal SG	VII
25 juillet 1855	Viège	VIII
25 janvier 1946	Sierre	VIII
23 mars 1960	Brigue	VII

Quant à la carte de la figure 10.32, elle donne la localisation des épicentres des séismes de magnitude supérieure ou égale à 2 enregistrés par le réseau de stations du Service sismologique suisse (SSS) de 1975 à 2004. Durant cette période, environ 10 000 tremblements de terre ont été ressentis.

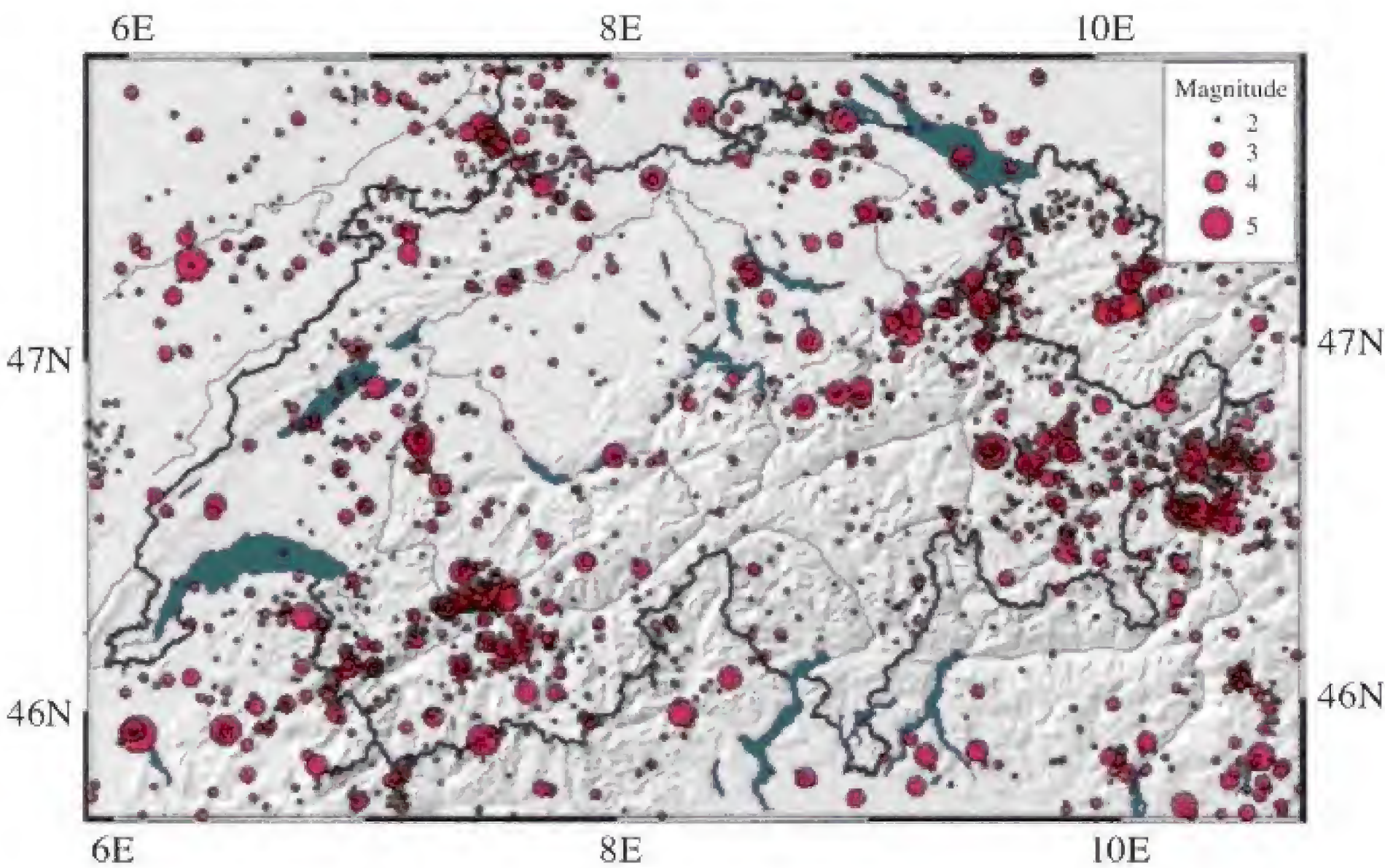


Fig. 10.32 Localisation des tremblements de terre observés en Suisse entre 1975 et 2004 d'une magnitude ≥ 2 (source SSS).

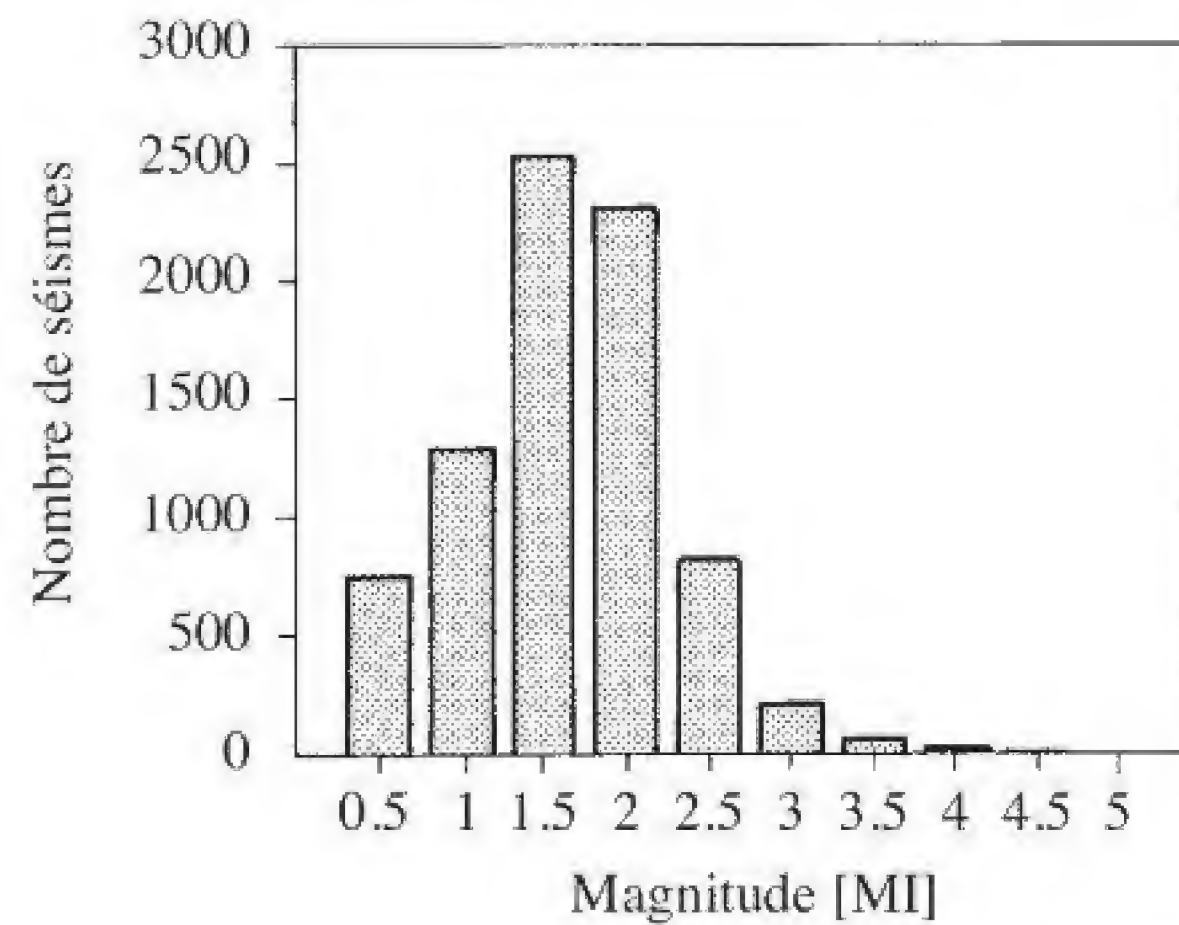


Fig. 10.33 Répartition des magnitudes des séismes enregistrés entre 1975 et 2004 (source SSS).

L'aléa sismique est généralement faible en Suisse occidentale et sur le Plateau. Il est moyen dans le Valais central et Haut-Valais, la région bâloise, en Suisse centrale, le Rheintal saint-gallois et les Grisons. C'est donc dans ces régions que le danger de tremblement de terre est accru comme le confirme la carte de l'aléa sismique (fig. 10.34). De fortes accélérations et des dégâts sont plus particulièrement à redouter dans les zones de haut danger sismique (zones les plus foncées sur la carte).

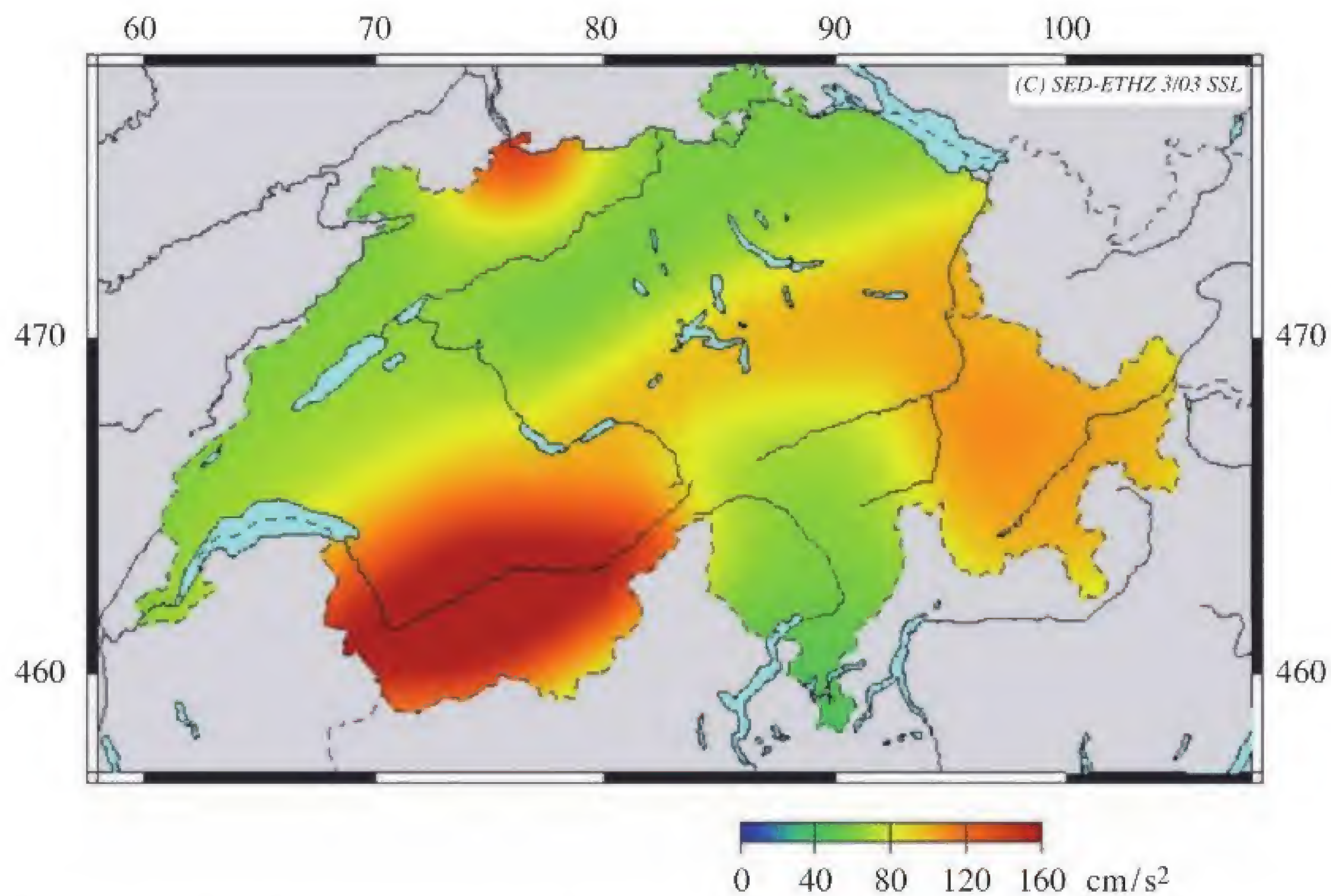


Fig. 10.34 Carte de l'aléa sismique pour une période de retour de 475 ans (accélération horizontale du sol) (source SSS).

Quelques relations utilisées en Suisse
(tiré de Säegger et Mayer-Rosa, 1978)

Relation entre différentes échelles d'intensité I :

$$I_{\text{MSK}} = 0.93 I_{\text{MM}} + 0.13$$

Relation magnitude M-intensité I :

$$M = 0.67 I_0 - 2.3 \log h_{\text{TT}} - 2.0 \text{ (profondeur } h_{\text{TT}} \leq 50 \text{ km ; I selon MM)}$$

Relation intensité I-accélération a :

$$\log a_h = 0.26 I_{\text{MSK}} + 0.19 \text{ (cm / s}^2\text{)}$$

Atténuation de l'intensité

$$I = I_0 - 3 \log[(R_{\text{TT}}^2 + h_{\text{TT}}^2/h)^{1/2}/h_{\text{TT}}] - 1,3 \alpha_{\text{TT}}[(R_{\text{TT}}^2 + h_{\text{TT}}^2)^{1/2} - h_{\text{TT}}]$$

avec

I	=	intensité au lieu donnée
I ₀	=	intensité à l'épicentre
I _{MM}	=	intensité selon échelle Mercalli modifiée
I _{MSK}	=	intensité selon échelle MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik)
h _{TT}	=	profondeur du séisme
R _{TT}	=	distance entre l'épicentre et le lieu donné
α _{TT}	=	coefficient d'atténuation

10.4.3 Tremblement de terre et barrages

Il faut tout d'abord relever que les tremblements de terre ont une incidence sur toutes les parties d'un ouvrage d'accumulation, à savoir le barrage, les ouvrages annexes, la fondation, les sous-pressions et les équipements hydro- et électromécaniques. Il y a encore lieu de noter que le rocher soumis à un tremblement de terre a un comportement bon à moyen, ce qui signifie qu'il amplifie ou prolonge à peine les mouvements du sol. Par contre, si le sous-sol comprend des terrains meubles sur une hauteur supérieure à 5 m, les mouvements de surface peuvent être notablement amplifiés.

Les barrages sont dimensionnés pour reprendre des forces horizontales, car la poussée hydrostatique a une composante horizontale importante. De ce fait, les barrages sont en mesure de résister aux forces sismiques horizontales dues aux mouvements du sol dans ce plan.

Les types de barrages les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- les barrages-voûtes et les barrages-poids voûtes en raison de leur hyperstaticité ;
- les barrages en enrochement à noyau central argileux par leur capacité à supporter de grandes déformations.

Les joints transversaux des barrages-poids sont normalement ouverts, ce qui peut constituer une zone sensible lors d'un tremblement de terre. La situation peut être sensiblement améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des

décrochements). Le barrage-poids de Lower Cristal Springs, proche de la faille de San Andrea, en est un exemple. Le frottement dans les joints et l'emboîtement des plots ont évité des mouvements au droit des joints lors du tremblement de terre de San Francisco de 1906.

Les barrages à contreforts ne supportent que peu les sollicitations transversales par la forme même de la structure. L'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives permet d'y remédier (Partie IV, sect. 14.4).

Les barrages en enrochement à masque amont posent le problème de la fragilité de l'élément étanche. Lors du séisme de Sichuan (Chine) du 12 mai 2008 (magnitude 7.9), le masque amont en béton du barrage de Zipingpu ($H = 159$ m) a été endommagé. Le corps d'appui très perméable est par contre un facteur très positif.

Dans le passé, les barrages étaient vérifiés pour résister à des tremblements de terre en utilisant une approche pseudo-statique, dont l'origine remonte aux années 1930. Cette méthode simple prend en compte, pour les barrages en béton, les forces d'inertie du barrage et les pressions hydrodynamiques exercées par la retenue. Pour les barrages en remblai, la force d'inertie statique est appliquée à la masse glissante. Il était courant d'utiliser une valeur de 0.1 g comme coefficient sismique horizontal. En Suisse, le cas de charge due au tremblement de terre en prenant en compte les forces statiques de remplacement a déjà été pris en compte pour la vérification de tous les barrages construits depuis les années 1950. Le développement des outils d'analyse dynamique a permis de progresser dans l'évaluation de la sécurité sismique des barrages.

Il faut aussi évoquer le cas des séismes induits lors de la mise en eau d'une retenue et en cours d'exploitation (voir § 4.2.4). Il ressort de réflexions faites à ce sujet par un groupe de travail de la CIGB que ce phénomène ne se produit que s'il existe des conditions tectoniques favorables à son développement, par exemple, la présence d'une faille proche de la rupture. Les variations rapides du niveau du plan d'eau peuvent aussi être la cause d'une augmentation de ce type d'activité sismique. Il faut pourtant relever qu'un barrage projeté et construit selon les règles de l'art est en mesure de résister sans autre à un effet de sismicité induite, car il ne peut pas être plus important que le séisme maximal possible (*maximum credible earthquake*, MCE). Enfin, il est recommandé de mettre en place un système d'observation adéquat pour suivre l'activité de sismicité induite pendant et après le remplissage de la retenue ; cinq stations sismographiques étant jugées comme un minimum (Bulletin 137 ; CIGB, 2008).

10.5 Les conditions climatiques

Les conditions climatiques influencent de manière prépondérante les conditions d'exécution de l'ouvrage, et par-là le délai d'exécution. Il peut en être de même en ce qui concerne la durabilité du barrage. Quelques cas particulier sont décrits ci-dessous à titre d'exemples :

- Noyau argileux des barrages en remblai (conditions pendant la construction).
La teneur en eau est le critère essentiel de la mise en place et du compactage optimal du noyau. Dans les régions où la saison des pluies est longue et intense (pluies tropicales), la mise en place est souvent interrompue à cause du degré de saturation trop élevé des matériaux.
- Barrages à contrefort (conditions pendant l'exploitation).
La différence de température entre la tête dont le parement amont en contact avec l'eau froide de la retenue et l'âme soumise au rayonnement solaire fait apparaître des gradients thermiques importants pouvant conduire à la fissuration du béton.

- Masque amont en béton asphaltique.
Ce matériau est particulièrement sensible aux effets des températures extrêmes :
 - déformations plastiques sous températures élevées,
 - vieillissement accéléré sous l'effet du gel et de l'exposition au rayonnement solaire.

10.6 Etude hydrologique

10.6.1 Maîtrise des crues

La problématique de la crue de dimensionnement est un point particulièrement sensible du projet de barrage, en raison du caractère incertain et probabiliste des valeurs retenues. L'étude hydrologique doit être menée par des spécialistes (ingénieurs, hydrologues, météorologues).

Il faut relever que la problématique de la crue à maîtriser et de l'intégration des ouvrages annexes constitue un critère particulier du choix du type de barrage. Les barrages en béton peuvent supporter sans dommages excessifs un éventuel dépassement des débits de dimensionnement et donc un déversement au-dessus du couronnement pour autant que la stabilité soit assurée pendant et après le débordement, que les contraintes de traction et de compression restent admissibles et que les conditions au pied aval le permettent (par exemple, pas de risque d'affouillement). Par contre, un déversement au-dessus du couronnement des barrages en remblai serait catastrophique et pourrait conduire à la ruine de l'ouvrage et des dégâts considérables à l'aval.

On peut considérer que les débits de crue à maîtriser dépendent :

- des caractéristiques du bassin versant et de son hydrologie : afin de mieux connaître le comportement d'un bassin versant, il est utile de connaître ses caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques ; les conditions climatiques d'une région (pluviométrie, température de l'air), ainsi que les débits mesurés sur les cours d'eau fournissent une information essentielle pour conduire des études hydrologiques ;
- de l'effet de laminage, qui dépend de la retenue (surface, revanche) et des organes d'évacuation des crues ;
- du type de barrage.

Barrage-poids et barrage à contrefort

Des déversoirs de grande largeur peuvent être aménagés sur le barrage, permettant des débits d'évacuation très importants à des conditions très avantageuses. On observe souvent sur les ouvrages existants des capacités d'évacuation de crue supérieures à $3000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Barrage-voûte

Dans les vallées étroites, la capacité des déversoirs situés sur le couronnement est limitée. Des organes d'évacuation en charge (orifices vannés) peuvent facilement être intégrés ou l'évacuateur de crues doit être prévu sur les rives de la retenue.

Barrages en remblai

L'évacuateur de crues ne peut pas être intégré au barrage, du fait de l'incompatibilité des déformations entre le corps du remblai et la structure en béton armé de l'évacuateur. Une solution doit être trouvée sur les flancs de la vallée. Sur des barrages particulièrement longs, on voit dans certains cas la combinaison d'une section de barrage-poids ou à contrefort comportant l'évacuateur de crues et de longues sections de barrage en remblai de part et d'autre.

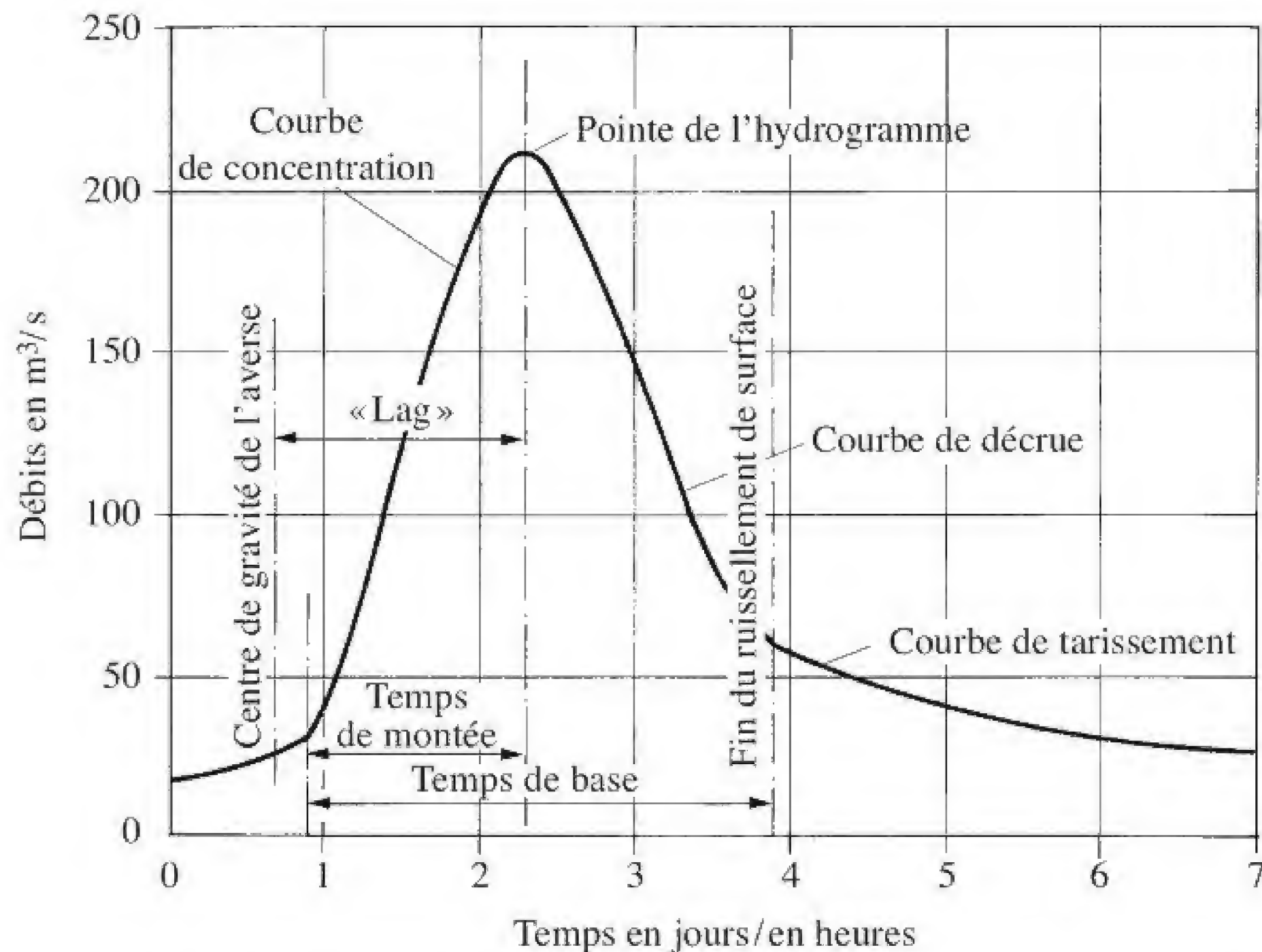


Fig. 10.35 Caractéristiques d'un hydrogramme-type (selon G. Réménérias, *L'hydrologie de l'ingénieur*).

10.6.2 Notion de crue

Une crue est définie par son hydrogramme caractérisé principalement par sa pointe ou ses pointes, son volume, ainsi que par sa durée, sa vitesse de montée, son temps de montée et de décrue (OFEN (OFEG), 2002).

Dans l'analyse de sécurité vis-à-vis des crues, il faut rechercher l'hydrogramme qui engendre la situation la plus critique pour l'ouvrage d'accumulation, compte tenu des possibilités d'évacuation et de rétention. Si la capacité de rétention est négligeable, seule la pointe peut être prise en compte.

Partant de l'hydrogramme de crue entrant dans la retenue et des conditions initiales (il est admis que le plan d'eau se trouve au niveau normal de retenue), les calculs permettent de connaître

- le débit maximal évacué,
- la surélévation maximale du plan d'eau due à l'évacuation de la crue (fig. 10.36),
- la tranche de stockage de la crue (fig. 10.36).

Sur la figure 10.36, on distingue également une revanche totale et une revanche de sécurité. Par définition, la revanche correspond à la distance verticale entre un niveau du plan d'eau et le couronnement ou la crête du barrage.

Il faut ajouter qu'une crue est souvent accompagnée de processus additionnels tels que l'érosion, le charriage, la formation de dépôts et le transport de bois et de débris flottants.

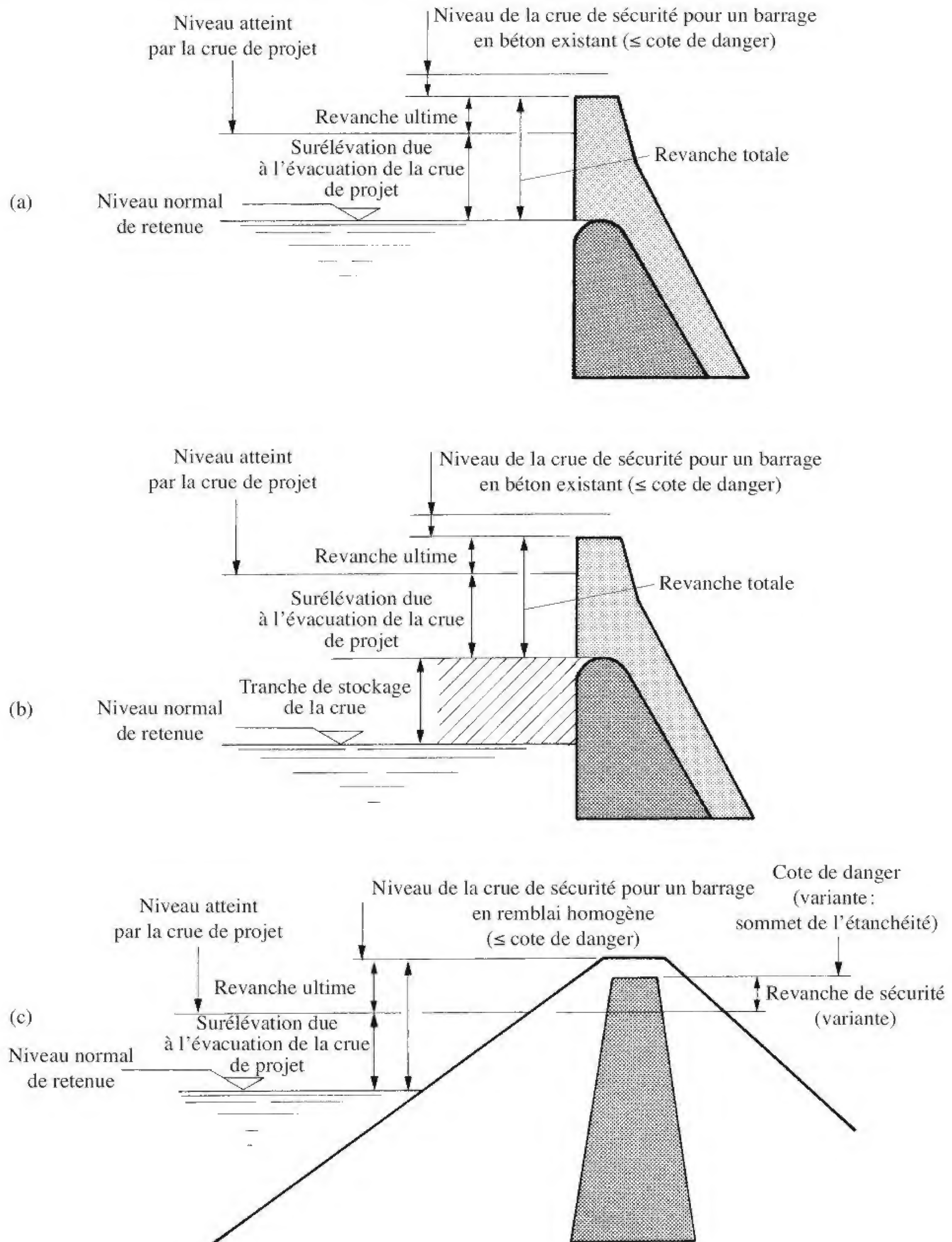


Fig. 10.36 Définitions des niveaux et des tranches de retenue (selon OFEN (OFEG), 2002).

10.6.3 Crues considérées

Définitions

L'importance et la probabilité de dépassement des crues prises en compte pour la vérification doivent être choisies de façon à garantir la sécurité des barrages. Pour se prémunir contre une rupture et ses conséquences, il est nécessaire de pouvoir maîtriser des crues qui correspondent à des événements exceptionnels ou extrêmes (tab. 10.37). Il faut être conscient du fait qu'une crue extrême ne peut se produire que si le sol est saturé au moment de la crue proprement dite, c'est-à-dire uniquement si le coefficient d'écoulement est égal ou voisin de un.

Tableau 10.37 Corrélation entre divers événements et leur période de retour.

Événement	Fréquent	Rare	Exceptionnel	Extrême
Période de retour (ans)	30	100	1000	n * 1000 PMF («Déluge») ⁵

En Suisse (OFEN (OFEG), 2002), les crues considérées pour l'analyse de la sécurité des ouvrages d'accumulation en cas de crues sont définies par les dénominations suivantes :

- crue de projet,
- crue de sécurité (désignée aussi « crue de déluge »).

La *crue de projet* correspond à un événement exceptionnel et doit être évacuée dans des conditions normales d'écoulement, sans provoquer aucun dommage (ni à l'ouvrage de retenue lui-même, ni aux organes de décharge) et avec une marge de sécurité fixée par une revanche ultime. Dans le cas des ouvrages d'accumulation de grande ou moyenne hauteur de retenue, la crue de projet est de probabilité de dépassement 1 / 1000 (crue millénale Q_{1000}).

On s'assurera par ailleurs que la revanche de sécurité comprise entre le niveau du couronnement et le niveau maximum du plan d'eau atteint par le passage de la crue de projet permette d'assurer le passage de la crue de sécurité et d'éviter la submersion due aux vagues⁶ (fig. 10.36). Il appartient à l'ingénieur spécialiste de fixer de cas en cas la valeur de la revanche de sécurité. Le tableau 10.38 donne quelques valeurs indicatives de la revanche de sécurité.

Tableau 10.38 Valeurs indicatives de revanche de sécurité par rapport au niveau du couronnement.

Type de barrage	Hauteur du barrage		
	H < 10 m	10 m ≤ H < 40 m	H ≥ 40 m
Barrage en béton	0.50 m	1.00 m	1.00 m
Barrage en remblai			
• homogène	1.00 m	2.00 m	3.00 m
• avec noyau	1.00 m	2.00 m	3.00 m
• avec revêtement amont	1.00 m	1.50 m	2.50 m

⁵ Probable Maximum Flood (PMF) / Crue maximale probable (CMP).
⁶ On rappelle que, pour les barrages en remblai, la revanche doit aussi tenir compte des tassements possibles en cas de séisme. La revanche totale doit également les prendre en compte.

La *crue de sécurité* correspond à un événement extrême que l'ouvrage de retenue doit être capable de supporter et d'évacuer. Son passage dans la retenue conduit au niveau maximal admis pour le plan d'eau. La crue de sécurité correspond à la PMF (*Probable Maximum Flood*), qui est déduite de la PMP (*Probable Maximum Precipitation*) ou dépend de la crue millénale (Q_{1000}). Dans ce dernier cas, la crue de sécurité prise en compte lors de nouveaux projets ou d'examen de la sécurité d'ouvrages existants a été admise à $1.5 \times Q_{1000}$. La crue de sécurité doit être évacuée sans dépassement de la *cote de danger*. Celle-ci est définie comme le niveau du plan d'eau à partir duquel la sécurité de l'ouvrage de retenue peut être compromise en raison de dégâts importants tels que dommages au couronnement, érosion des appuis, affouillement au pied de l'ouvrage, érosion interne et augmentation des sous-pressions. Pour les barrages en béton, la cote de danger peut se situer au-dessus du niveau du couronnement (ou d'un parapet résistant à la poussée de l'eau). Par contre, dans le cas des barrages en remblai, la cote de danger ne doit pas dépasser le couronnement (cas de barrage en remblai homogène) ou le niveau supérieur du système d'étanchéité (noyau, membrane, etc.). Quoi qu'il en soit, il est du ressort d'un ingénieur spécialiste de fixer la cote de danger.

Conditions de passage des crues

Comme il est souvent le cas, un phénomène de crue est accompagné par de nombreux événements additionnels : difficulté ou impossibilité d'atteindre le barrage, interruption de l'alimentation électrique ou transport de bois flottants et autres détritiques. Dans ce sens, il est nécessaire de tenir compte de situations particulières lors de la vérification de la sécurité en cas de crues. Il y a lieu notamment d'admettre la possibilité de ne pas pouvoir disposer de l'ensemble des organes mobiles de décharge. Le tableau 10.39 donne les conditions de vérification adéquates. Il est en outre recommander d'analyser notamment les effets suite à une obstruction ou de la mise hors service d'autres organes de décharge nécessaires à l'évacuation de la crue.

Tableau 10.39 Conditionnement de fonctionnement des organes mobiles de décharge lors de la vérification de la sécurité en cas de crues (OFEN(OFEG), 2002).

Conditions	Barrage en béton		Barrage en remblai	
	Crue de projet	Crue de sécurité	Crue de projet	Crue de sécurité
Organe mobile de capacité d'écoulement la plus importante hors service (Règle [n – 1]) Pas de turbinage (excepté turbines Pelton avec déflecteur ou groupe bulbe)	La condition s'applique		La condition s'applique	
[n] organes mobiles en service Pas de turbinage (excepté turbines Pelton avec déflecteur ou groupe bulbe)	La condition s'applique		La condition ne s'applique pas	

10.6.4 Méthodes d'estimation des crues

La détermination des crues de faibles fréquences ne devrait pas résulter de la mise en application d'une seule formule ou d'une seule méthode. Elle doit recourir à toutes les méthodes adéquates en précisant les données à disposition. Les calculs doivent être adaptés sur la base des expériences et les résultats doivent être périodiquement réexaminés. Il s'agit aussi de mettre à profit les séries de mesures plus étendues, les nouvelles connaissances et les derniers développements, ainsi que les événements les plus récents.

Différentes méthodes permettent de caractériser une crue. Il appartient à l'hydrologue de définir dans les cas particuliers les méthodes à appliquer. Elles concernent entre autres :

- les méthodes historiques,
- les formules empiriques,
- les méthodes probabilistes,
- les méthodes déterministes (PMP-PMF).

10.6.5 Méthodes historiques

L'objectif est d'évaluer des pointes des crues qui se sont produites à un moment où aucune mesure hydro-métrique directe n'était disponible. Le recours aux données historiques est limité aux bassins versants importants. Cette méthode n'est guère applicable aux ouvrages d'accumulation dont les bassins versants sont petits. Dans tous les cas, la crue de projet ne devrait pas être inférieure à la crue historique.

10.6.6 Formules empiriques

Des formules empiriques ont été développées pour estimer la valeur «maximale» du débit de pointe de la crue en fonction de la superficie du bassin versant uniquement ou en tenant compte d'autres paramètres propres au bassin versant tels que le coefficient de ruissellement, les caractéristiques des sols. D'autres formules considèrent la période de retour d'une crue, les pluies ou encore le débit moyen. Le temps de concentration peut également être évalué à l'aide de formules empiriques. Les valeurs des crues maximales observées et calculées peuvent être reportées sur un graphique en fonction de la superficie du bassin versant. On trace ensuite la courbe enveloppe des points correspondants ; il est ensuite possible de déterminer des valeurs applicables pour d'autres surfaces de bassin versant (fig. 10.40). Ces formules doivent toutefois être utilisées avec prudence. En règle générale, la superficie du bassin versant ne devrait pas excéder 100 à 200 km².

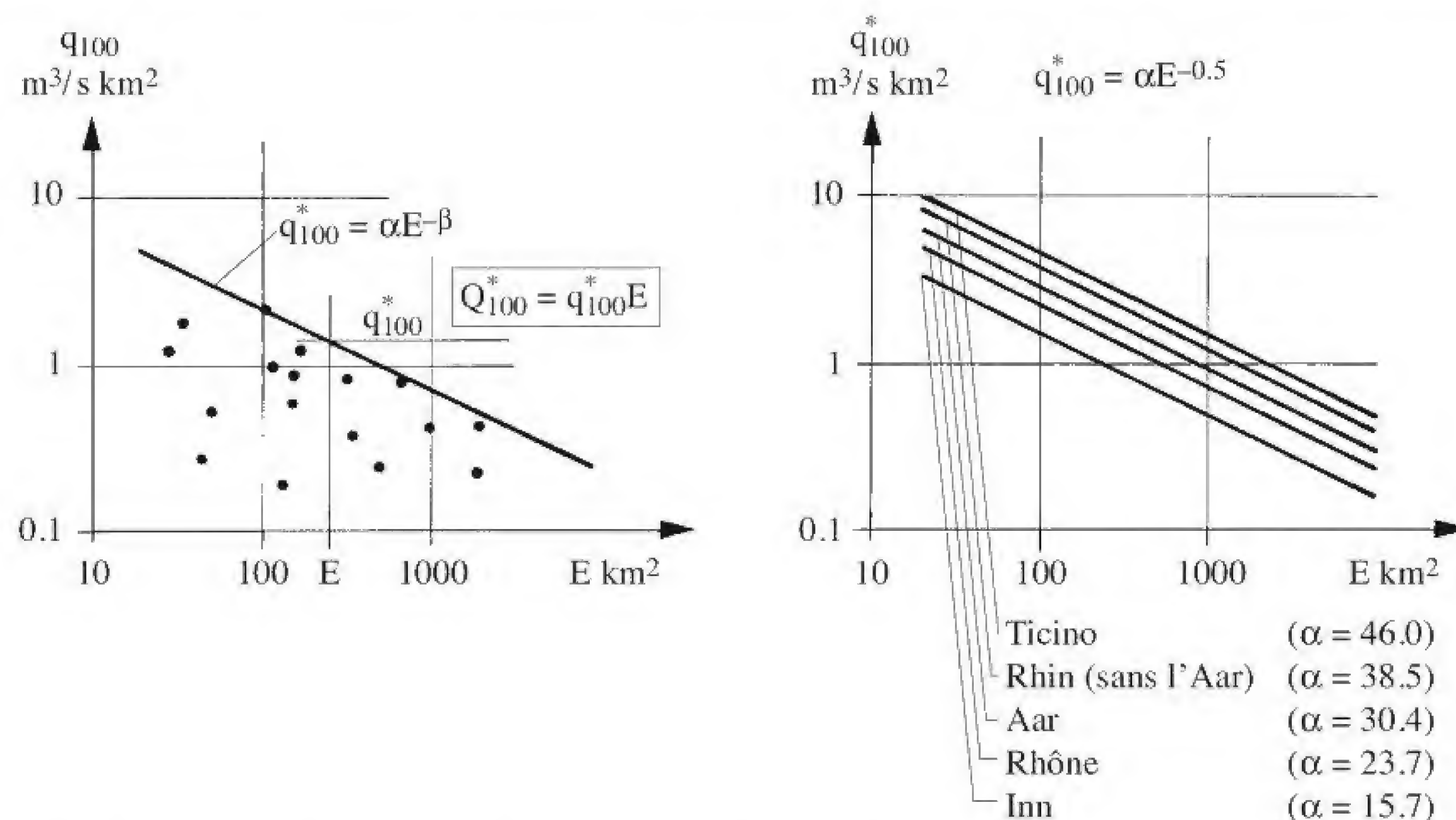


Fig. 10.40 Courbes enveloppes approximatives des débits spécifiques de pointe centennaux des divers bassins fluviaux suisses (selon Biedermann *et al.*, 1996).

10.6.7 Méthodes probabilistes

Les valeurs sont classées selon leur probabilité de dépassement. Des valeurs de plus faible probabilité d'occurrence seront obtenues à l'aide de lois de distribution. Les lois de probabilité de Gumbel, log Pearson III et log normal sont les plus usuelles pour déterminer les valeurs extrêmes. La série de mesures doit être au moins de 30 à 50 ans, afin de pouvoir extrapoler une crue centennale (fig. 10.41 et fig. 10.42).

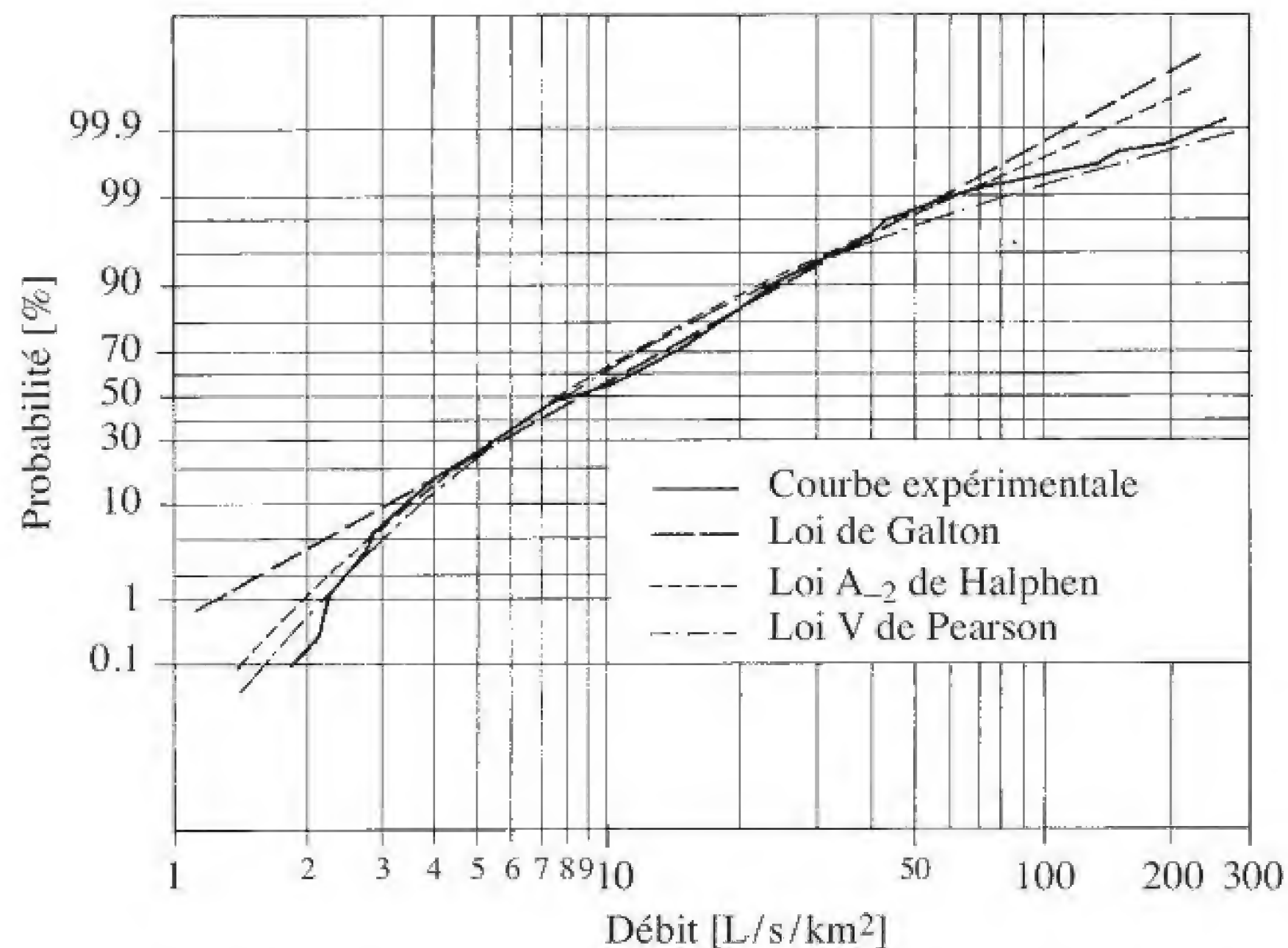


Fig. 10.41 Exemple d'ajustement par diverses lois de probabilité (selon G. Réménérias, *L'hydrologie de l'ingénieur*).

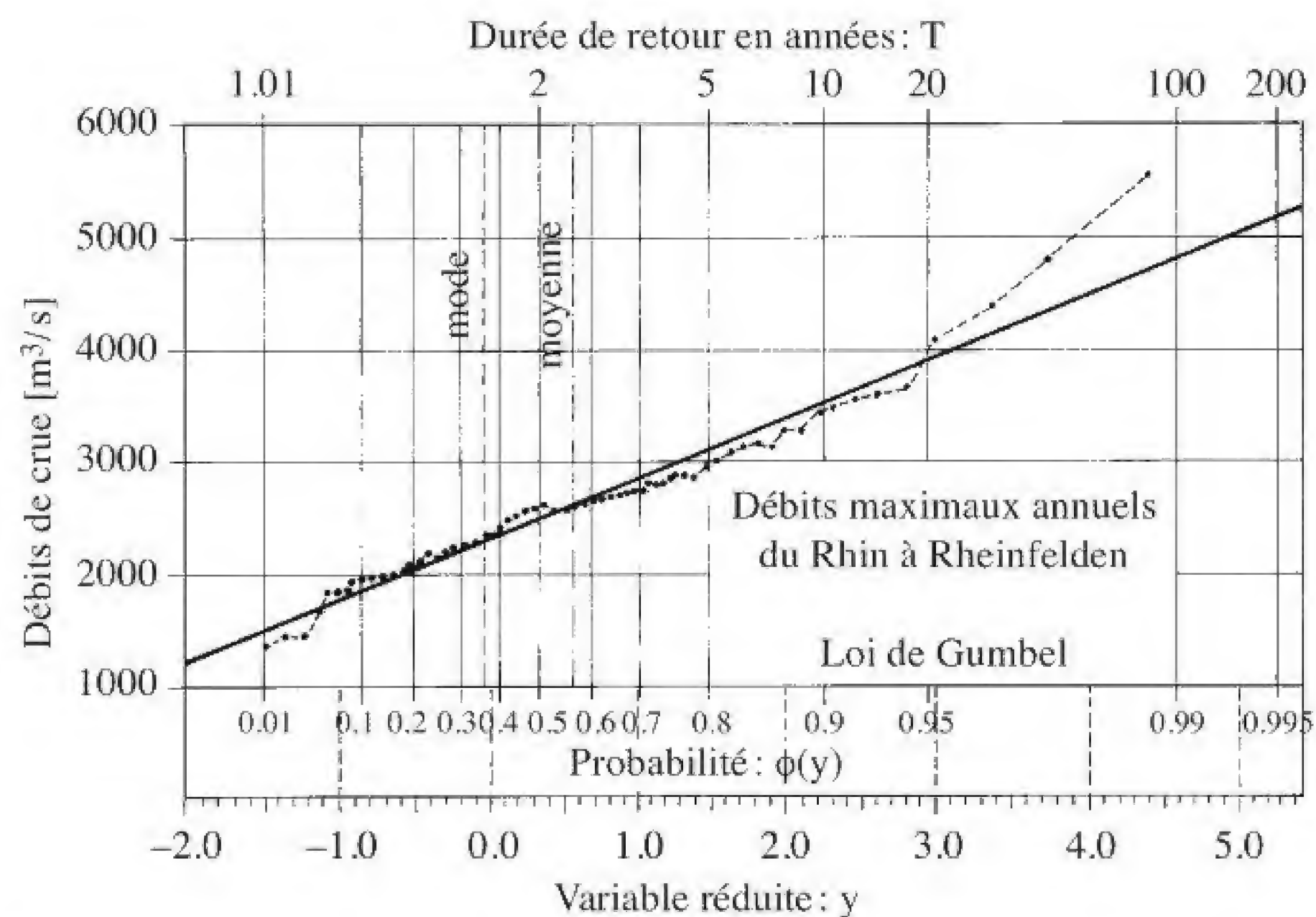


Fig. 10.42 Exemple d'ajustement par la loi de Gumbel (selon G. Réménérias, *L'hydrologie de l'ingénieur*).

Méthodes directes

Les débits de pointe de crue de faible probabilité d'occurrence peuvent être déterminés à partir de débits mesurés.

Méthodes indirectes

Les débits sont déterminés en se basant sur les pluies. Ces méthodes peuvent être utilisées pour une région pour laquelle il existe un réseau dense de stations pluviométriques, ainsi que des séries de mesures qui s'étendent sur une assez longue période (plus de 30 ans). Pour l'analyse, on prend en compte les intensités de pluie de durées données. La valeur du coefficient de ruissellement doit en tous les cas être proche de 1, mais supérieure à 0.8 (pour des bassins versants jusqu'à 200 km²). D'autres valeurs ne sont acceptables que si elles sont dûment justifiées. Une vérification sur la base d'événements réels doit si possible être effectuée.

Gradex-Agrégée

La méthode du Gradex se base non seulement sur le traitement statistique des débits observés, mais intègre également la pluviométrie, dont les périodes d'observation sont généralement plus longues (FRCOLD, 1994). Elle introduit l'hypothèse selon laquelle la fréquence des pluies pour une durée donnée et un endroit donné suit une simple fonction exponentielle, pour laquelle l'exposant ou le Gradex (gradient des valeurs extrêmes) est déduit d'une série de mesures. Une autre hypothèse postule que le sol est pratiquement saturé pour des débits de crue de grande période de retour et de ce fait le ruissellement de la pluie est total. A une augmentation des pluies correspond une augmentation équivalente des débits. La relation pluie-débit devient pratiquement linéaire. Les intensités des pluies, ainsi que les débits, sont extrapolés sur un graphique à probabilité de Gumbel (fig. 10.43). Une fois le volume de la crue connu pendant un intervalle de temps connu, le débit de pointe est déduit du débit moyen. La méthode s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de kilomètres carrés, la répartition des pluies devant être relativement homogène.

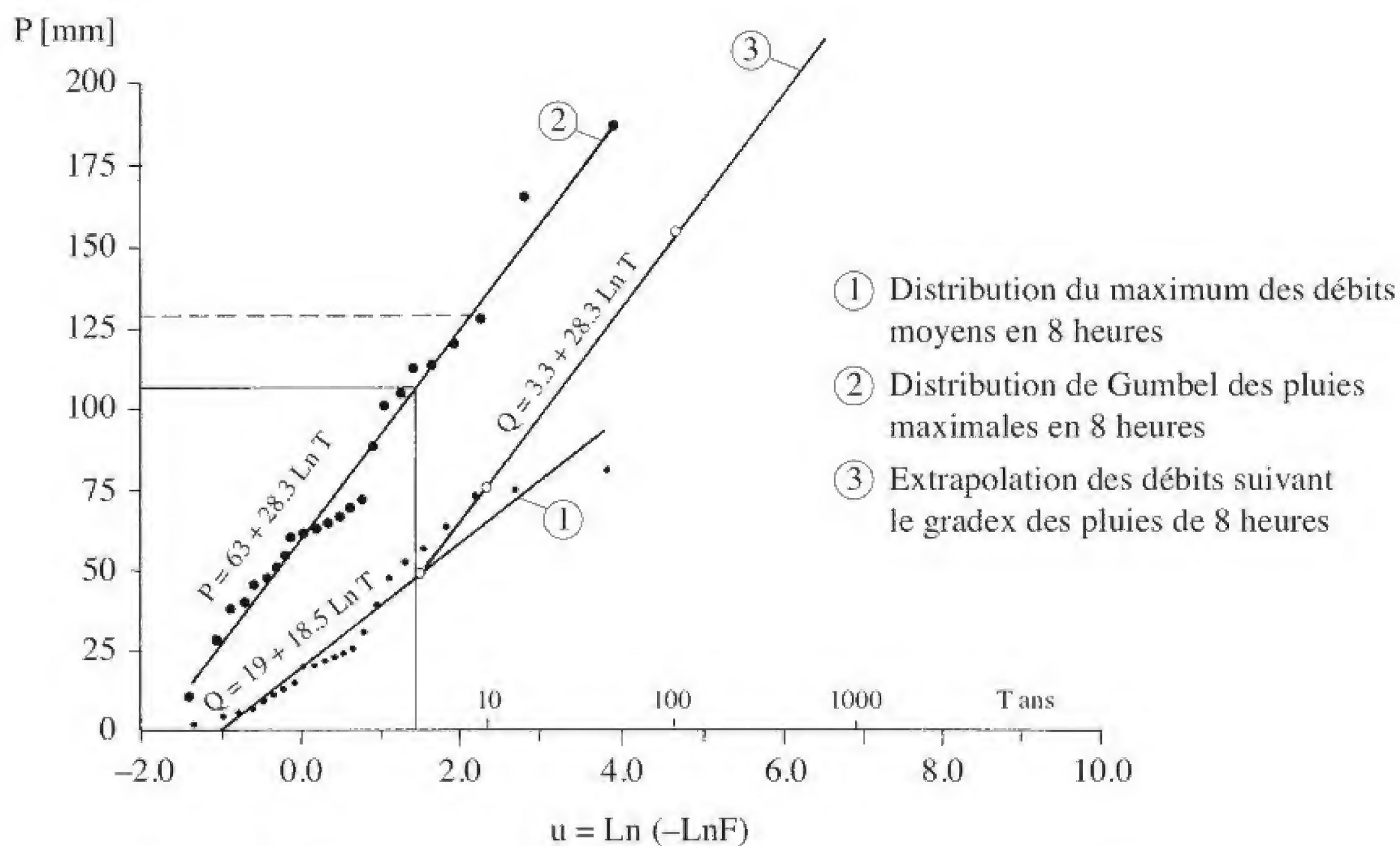


Fig. 10.43 Exemple d'application de la méthode du Gradex (selon CFGB, 1994).

Analyse régionalisée

Pour une région hydrologiquement homogène, la méthode consiste à combiner l'ensemble des observations afin de déterminer un débit de crue d'une certaine période de retour. Il s'agit d'établir une relation caractéristique de l'ensemble (par exemple, entre les débits moyens des différents bassins versants et leurs superficies) et ensuite d'homogénéiser les différentes séries de mesures disponibles (par exemple, celles des débits). Grâce à cette opération, on obtient des valeurs sans dimension qui peuvent constituer une seule série, laquelle peut servir de base à une analyse fréquentielle.

10.6.8 Méthodes déterministes (PMP-PMF)

Il s'agit de la simulation d'un processus d'écoulement. On recherche la crue maximale possible (PMF) à partir de la plus forte précipitation physiquement possible (PMP). La PMF résulte de la plus sévère combinaison physiquement probable de conditions météorologiques et hydrologiques dans une région particulière, pour une saison donnée et une durée déterminée.

Le transfert de la pluie s'opère généralement en deux étapes :

- détermination de la pluie nette ;
- utilisation d'une fonction de transfert, laquelle permet de déterminer l'écoulement découlant de la pluie nette en conservant le volume total écoulé.

Une approche PMP-PMF qui a été développée par des instituts de l'EPFL sous le nom de CRUEX est décrite dans l'encadré ci-dessous.

Projet CRUEX

Le projet de recherche CRUEX qui, comme son nom l'indique, est orienté vers la détermination des crues extrêmes a été financé par l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG). L'originalité et l'intérêt de la méthode développée reposent essentiellement sur

- le couplage entre les phénomènes météorologiques, hydrologiques et hydrauliques ;
- la prise en compte de la variation spatiale et de la structure temporelle de ces phénomènes ;
- la détermination de la durée de la pluie qui conduit à la PMF « critique » pour la retenue.

Les trois partenaires académiques du projet ont été :

- le Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH-IHE) : pour la modélisation hydraulique et les questions relatives à l'exploitation des aménagements ;
- le Laboratoire de Systèmes Energétiques (LASSEN-IHE) : pour la modélisation des précipitations et les questions météorologiques ;
- l'unité Hydrologie et Aménagements (HYDRAM-IATE) : pour la modélisation des fonctions hydrologiques de production et de transfert.

La problématique PMP-PMF

Les territoires situés dans la zone d'influence des cours d'eau ne sont pas seulement assujettis aux caprices de la météo, ils sont également tributaires des interventions d'origine anthropique qui modifient le comportement de leur bassin versant. Ainsi, les retenues des grands barrages introduisent un effet de laminage qui permet de réduire l'importance et la fréquence des crues à l'aval. Afin de maîtriser totalement cet effet

bénéfique, la sécurité structurale et fonctionnelle de ces ouvrages doit être garantie, en particulier leur capacité à résister au passage de la crue extrême. Cette entité conceptuelle, également appelée *déluge* ou encore *crue maximale probable* (en anglais *PMF : Probable Maximum Flood*), découle du postulat qu'il existe une limite physique aussi bien aux précipitations qu'aux crues qui en résultent. Des modèles à base physique sont de ce fait utilisés pour la recherche de la précipitation maximale probable (PMP) et de la PMF «critique» qui, pour le cas d'un barrage, peut être définie comme suit :

La crue qui peut être attendue de la plus sévère combinaison de conditions météorologiques physiquement possibles dans une région donnée et dont le passage dans la retenue, initialement pleine mais avec des organes de décharge en fonction, conduira au niveau maximum du plan d'eau.

La méthodologie CRUEX

Le projet CRUEX a été initié dans le but de développer une méthodologie de type PMP-PMF capable d'intégrer les particularités hydrologiques du milieu alpin, où les effets orographiques jouent un rôle déterminant sur la génération et l'abattement des conditions météorologiques. Cette recherche est en relation directe avec la sécurité des barrages implantés dans ce contexte géographique.

Le cheminement analytique proposé passe par quatre étapes distinctes qui sont décrites ci-après.

Première étape : élaboration, calage et validation des modèles pluie-débit

La première étape consiste à définir les modèles de génération de pluie, de transfert hydrologique et de routage hydraulique qui seront utilisés pour la simulation et à procéder à leur calage.

Un premier modèle doit être en mesure de produire sur le bassin versant la précipitation consécutive à une situation météorologique donnée. Dans l'idéal, les paramètres considérés sont la lame précipitée et sa répartition spatiotemporelle. Pour les petits bassins versants des retenues alpines, il suffit généralement de connaître le volume et la durée des précipitations, car l'hypothèse d'une distribution uniforme de la pluie peut être admise et sa répartition temporelle soumise à une étude de sensibilité.

Un deuxième modèle est destiné à simuler les fonctions de production et de transfert qui permettent de passer de la précipitation sur le bassin versant à la crue entrant dans la retenue. Sur les bassins versants alpins, caractérisés par une géologie rocheuse peu perméable et pour des événements extrêmes, il peut être admis que la totalité de la pluie est transformée en débit. Cette hypothèse conservatrice permet de compenser les débits éventuels résultant d'une fonte de neige en altitude. Il est important que le modèle permette une simulation continue et un découpage à base physique du bassin versant.

Un troisième modèle est nécessaire pour reproduire l'effet de laminage de la retenue lors du passage de la crue. Il s'agit simplement de résoudre l'équation de rétention qui, outre la crue entrante, fait intervenir les relations «niveau-volume» et «niveau-débit sortant» du réservoir ainsi que la condition initiale de remplissage. Lors du passage de la crue extrême, la retenue est considérée comme initialement pleine et les consignes de sécurité concernant l'opération des organes de vidange sont appliquées, conformément aux directives relatives à la sécurité en cas de crue.

Deuxième étape : maximisation des précipitations orographiques (PMP)

La PMP est définie comme la hauteur d'eau maximale qui peut tomber pendant une certaine durée, sur une surface donnée, à un endroit particulier et à une certaine période de l'année.

Sur une topographie très accidentée comme c'est le cas dans les Alpes, la distribution spatiale des précipitations maximales probables est essentiellement déterminée par la composante d'origine orographique, pour laquelle le relief joue un rôle déterminant. Les mécanismes de type non orographique, comme ceux associés aux orages estivaux, ne sont toutefois pas négligés pour l'établissement des cartes de précipitations extrêmes.

En chaque point du domaine, la précipitation maximale probable correspond finalement au maximum de la contribution orographique stable ou de la contribution convective.

Troisième étape : maximisation des hydrogrammes de crue (PMF)

De manière tout à fait générale, un hydrogramme est caractérisé par son volume d'eau, sa pointe maximale de débit et sa structure temporelle. La PMF peut donc prendre des formes diverses relatives à la caractéristique ou à l'effet considéré. Pour une retenue, la « PMF critique » est celle qui provoquera la surélévation maximale du plan d'eau, compte tenu du fonctionnement des évacuateurs de crue.

Quatrième étape : calcul de rétention pour trouver la PMF critique

En dernière étape, il s'agit de donner une structure temporelle à la PMP pour différentes durées de précipitation. La durée minimale à considérer correspond généralement à celle qui permet à tout le bassin versant de contribuer à la formation du débit à l'exutoire.

Différentes approches peuvent être adoptées pour définir le hyétogramme de la précipitation, par exemple par pondération homothétique d'épisodes historiques, par l'utilisation de modèles stochastiques ou encore par la définition d'une pluie de projet pour le bassin versant. Les PMP générées pour différentes durées de précipitation doivent finalement être soumises au calcul de laminage par la retenue pour obtenir le débit maximal sortant. C'est pour cette condition que le niveau de rétention sera le plus élevé et que la condition de sécurité requise devra être satisfaite.

(Extrait de Boillat et Schleiss, 2002)⁷

⁷ Voir aussi la communication 5 du LCH, 1996.

11. Actions et sollicitations



Barrage-voûte du Chatelôt en Suisse, hauteur 74 m, année de mise en service 1953 (photo ENSA).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

11.1 Types de charges

Au cours de sa construction et pendant son exploitation, le barrage va être soumis à des charges (actions) qui vont entraîner des déformations et des contraintes. Ces charges entrant dans les calculs de vérification des barrages peuvent être réparties selon leur mode d'application dans les trois catégories suivantes :

- charges permanentes,
- charges variables,
- charges exceptionnelles.

Les *charges permanentes* sont toujours présentes. Il se peut toutefois qu'elles apparaissent au cours du temps et qu'elles subsistent sans subir de modifications.

Les *charges variables* varient en fonction des conditions d'exploitation, d'autres sont fonction de conditions naturelles.

Les *charges exceptionnelles* surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents dont les effets peuvent être soudains ou de durée limitée.

Le tableau 11.1 dresse la liste de l'ensemble des charges des différentes catégories qui entrent en jeu.

Tableau 11.1 Charges prises en compte pour la vérification des barrages.

Charges permanentes	Charges variables	Charges exceptionnelles
<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre (structure, vannes) • Poussée des terres (remblai) • Forces d'ancrages 	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée de l'eau • Poussée des sédiments • Sous-pressions • Température du béton • Pressions d'écoulement des eaux de percolation • Pressions interstitielles • Neige • Poussée des glaces • Charges roulantes 	<ul style="list-style-type: none"> • Crue • Séisme • Avalanche • Lave torrentielle • (Chute d'aéronef)
En présence permanente de l'eau :		
<ul style="list-style-type: none"> • Poussée de l'eau • Sous-pressions • Pressions interstitielles 		

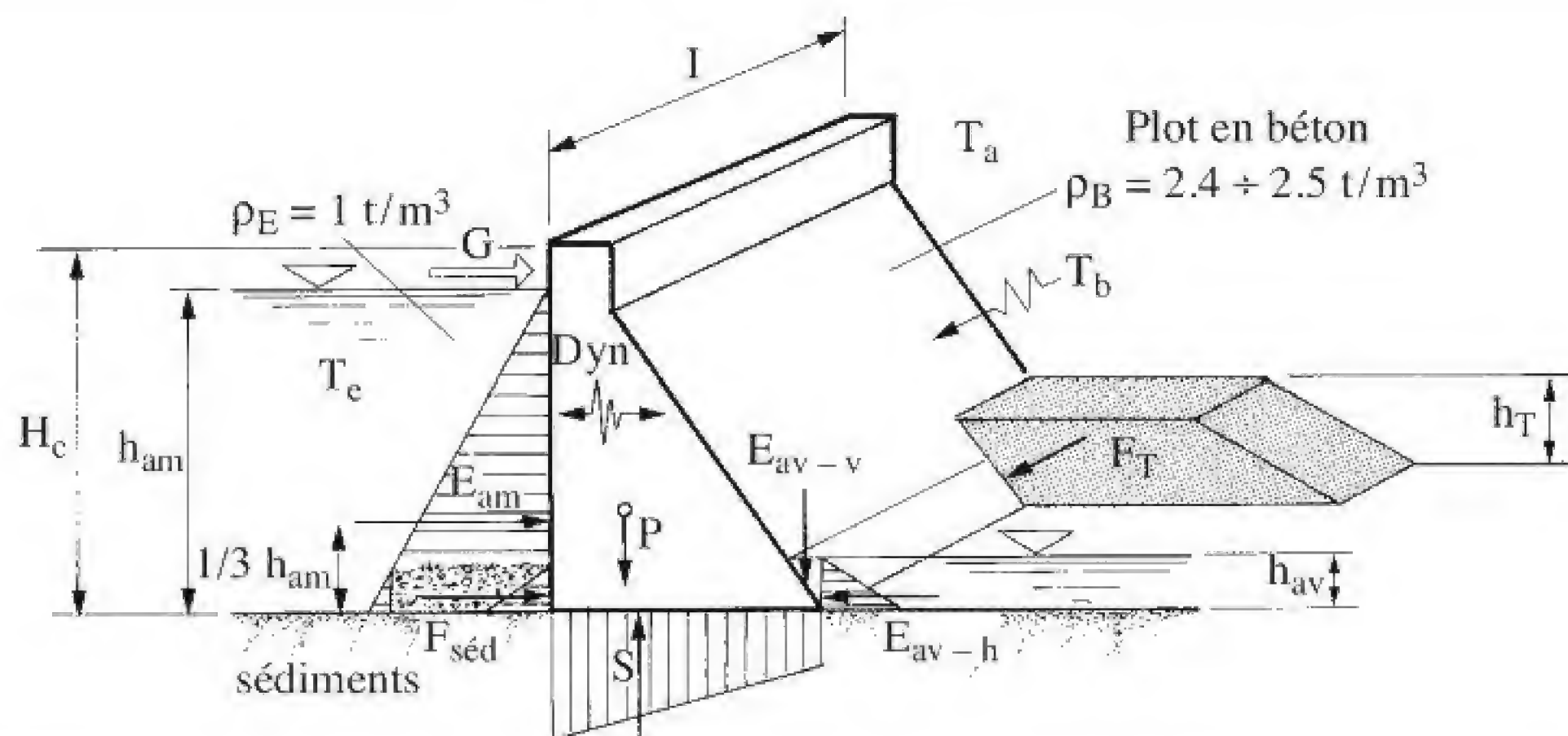


Fig. 11.2 Répartition des forces et actions à considérer. Légende : P = poids propre ; E_{am} = poussée horizontale de l'eau amont ; E_{av-h} = poussée de l'eau horizontale aval ; E_{av-v} = poussée de l'eau verticale aval ; F_T = poussée des terres ; $F_{séd}$ = poussée des sédiments ; S = sous-pression ; T = effets thermiques ; T_b = température corps du barrage ; T_a = température de l'air ; T_e = température de l'eau ; Dyn = sollicitations dynamiques ; G = poussée de la glace ; H_c = hauteur du barrage sur fondations ; h_{am} = hauteur hydrostatique à l'amont ; h_{av} = hauteur hydrostatique à l'aval ; h_T = hauteur d'un remblai à l'aval.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

A titre indicatif, les valeurs des poids spécifiques données ci-dessous sont généralement admises (OFEN (OFEG), 2002) :

<i>Barrage en béton</i>	– Maçonnerie	22 à 23 kN/m ³
	– Béton coulé	23 kN/m ³
	– Béton de masse, vibré ¹	24 à 24,5 kN/m ³ (évent. 25 kN/m ³)
	– Béton armé :	25 kN/m ³
<i>Barrage en remblai</i>	– Le poids propre des terres varie en général entre 16 et 22 kN/m ³ .	
	– Le poids propre des enrochements dépend fortement du volume des vides et peut varier entre 17.5 et 21.5 kN/m ³ .	

11.3.2 Poussée des terres (remblai aval)

Il faut tout d'abord remarquer que la poussée des terres peut éventuellement varier dans le temps et n'agit pas forcément comme force stabilisante (OFEN (OFEG), 2002a).

La poussée des terres dépend entre autres d'un mouvement relatif entre une paroi et le sol. Dans le cas où aucun mouvement ne se manifeste, une poussée des terres au repos est prise en compte. La force développée par la poussée des terres au repos se situe entre celles des poussées active et passive. Une poussée active se développe si la paroi se déplace de 0.1 % de sa hauteur ; la poussée passive est mobilisée dans le cas d'un mouvement de 1 % de la hauteur de la paroi. La poussée des terres au repos est supérieure à la poussée active. Il est donc judicieux d'agir avec prudence dans la détermination de la poussée des terres.

La poussée des terres au repos qui s'exerce perpendiculairement sur une paroi verticale est donnée par la relation :

$$F_{TH} = \frac{1}{2} \gamma_T h_t^2 K_0 = \frac{1}{2} \gamma_T h_t^2 (1 - \sin\Phi)$$

avec γ_T = poids volumique et Φ = angle de frottement interne.

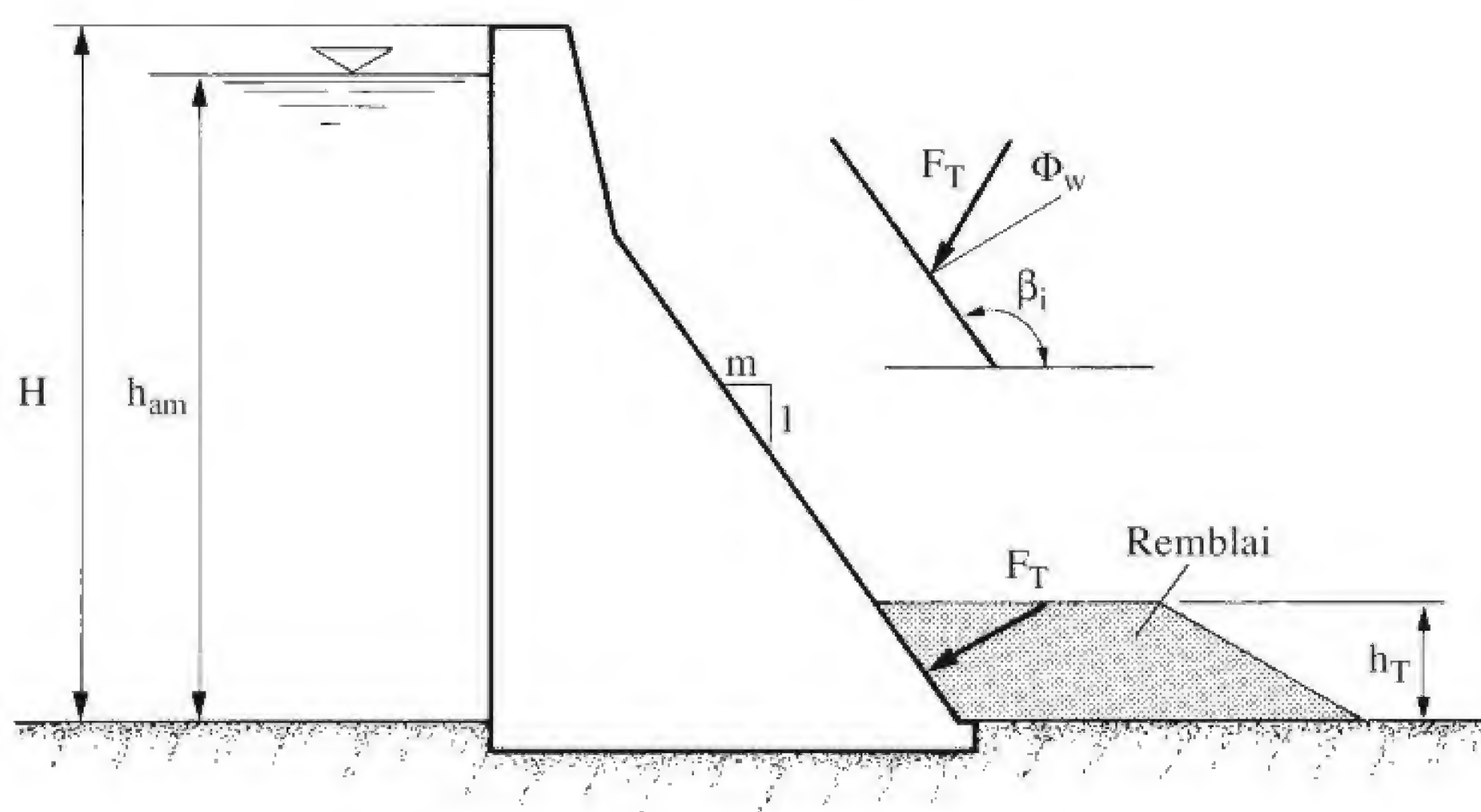


Fig. 11.3 Poussée des terres sur le parement aval.

¹ Pour les calculs en avant-projet, on adopte une valeur prudente de 24 kN/m³.

11.3.3 Forces d'ancrages

Les ancrages permettent d'apporter le complément de force nécessaire pour renforcer la stabilité d'un ouvrage existant si les critères usuels ne sont pas satisfaits. Des ancrages sont également mis en place lors de la surélévation de barrages en béton. Il faut veiller à ce que les coefficients de stabilité ne soient pas inférieurs à 1.0 sans ancrages. Il est recommandé de pouvoir contrôler les ancrages pendant l'exploitation (OFEN (OFEG), 2002a). La section 13.12 qui concerne le confortement des barrages-poids donne quelques aspects constructifs relatifs aux ancrages.

11.4 Description des charges variables

11.4.1 Poussée de l'eau

La poussée de l'eau exerce une force perpendiculaire à la surface du parement du barrage. Le poids spécifique de l'eau non chargée est égal à 10 kN/m^3 ; toutefois, une eau chargée de sédiments en suspension peut atteindre de 10.5 à 11 kN/m^3 , voire plus.

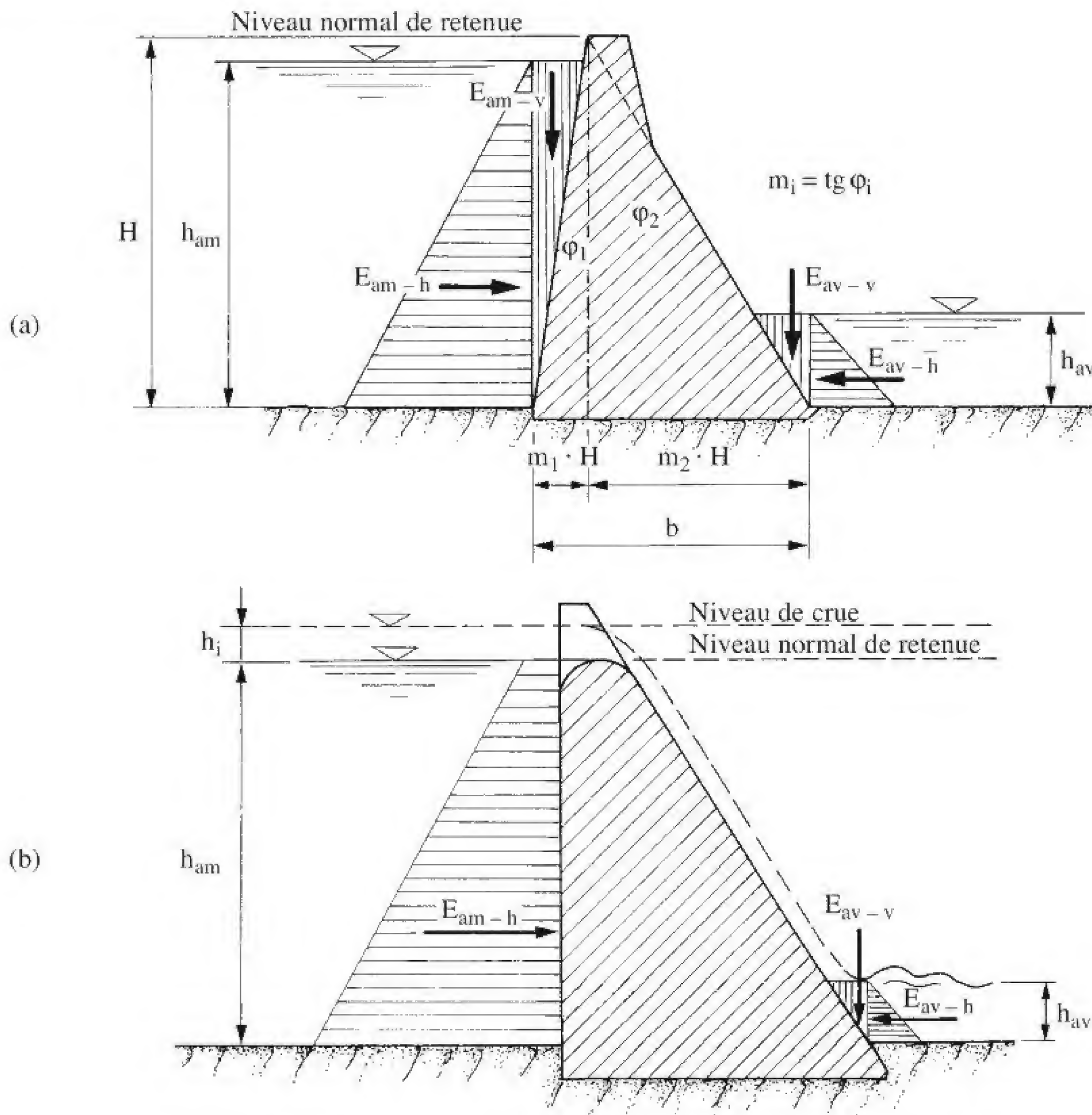


Fig. 11.4 Poussée de l'eau: cas sans (a) et avec déversement (b).

Pour le calcul, on choisit le niveau du lac le plus élevé en relation avec le type de combinaison de charge. Dans le cas normal, on retient le niveau normal d'exploitation. Si une crue est considérée, le niveau est celui atteint lors du passage de la crue de projet ou de la crue de sécurité. Le niveau amont est important pour les petits ouvrages dont la stabilité est sensible à toute surélévation du plan d'eau. Il faut encore noter qu'une contre-poussée peut aussi s'exercer à l'aval.

Les valeurs des différentes poussées qui agissent au centre de gravité de leur surface représentative, sont les suivantes :

- poussée horizontale amont (sans déversement) : $E_{am-h} = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot h_{am}^2$
- poussée horizontale amont (avec déversement h_i) : $E_{am-h} = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot (h_{am} + h_i) \cdot h_{am}$
- poussée verticale amont : $E_{am-v} = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot m_1 \cdot h_{am}^2$
- poussée horizontale aval : $E_{av-h} = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot h_{av}^2$
- poussée verticale aval : $E_{av-v} = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot m_2 \cdot h_{av}^2$

La largeur de la base dépend de l'angle des parements (par rapport à la verticale) :

$$m_1 = \operatorname{tg} \varphi_1 \quad m_2 = \operatorname{tg} \varphi_2$$

avec ρ_E = poids volumique de l'eau ; h_{am} = hauteur de la pression hydrostatique à l'amont ; h_{av} = hauteur de la pression hydrostatique à l'aval ; h_i = hauteur de la lame déversante.

Pour les sections avec déversement, les forces exercées par l'eau sur la face aval peuvent être introduites selon l'importance de l'écoulement dans le cadre de l'analyse de stabilité.

11.4.2 Poussée des sédiments

Des sédiments peuvent s'accumuler au pied amont d'un barrage et atteindre une épaisseur importante, voire parfois être pratiquement équivalente à la hauteur de l'ouvrage (fig. 11.5). Ces sédiments provoquent une poussée horizontale sur le parement amont qui s'additionne à la poussée hydrostatique. Cette poussée, qui comme l'eau, a une répartition triangulaire, s'exprime par

$$F_{séd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot h_{séd}^2 \cdot K$$

avec

K = coefficient de poussée des terres :

- Fluide $K = 1$
- Poussée au repos $K = 1 - \sin \phi$
- Poussée active $K = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$
- Poussée passive $K = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$

avec γ_i = poids volumique des sédiments immergés en kN/m^3 (en 1^{re} approximation, 10 kN/m^3)² ; $h_{séd}$ = épaisseur de la couche de sédiments ; ϕ = angle de frottement interne des sédiments (généralement compris entre 15° et 30°).

En cas de tremblement de terre, il faut relever qu'un phénomène de liquéfaction peut affecter les silts, ce qui peut avoir une importance lors d'une vérification pendant un événement ou post-événement.

Dans la pratique nord-américaine, il est le plus souvent admis que la couche de sédiments en contact avec la face amont du barrage qui oscille est liquéfiée. Les sédiments sont alors considérés comme un liquide dont la densité est supérieure à celle de l'eau, ce qui modifie la poussée de Westergaard.

² Le poids volumique de la vase ou de la boue peut atteindre des valeurs de 16 à 19 kN/m^3 .

Signalons que Mononobe-Okabe propose une approche déduite de la théorie de Coulomb prenant en compte les forces d'inertie agissant sur le sol (Matsuzawa *et al.* 1985 et USACE 2005). La poussée des sédiments s'exprime par :

$$F_T = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot (1 - a_v) \cdot h^2$$

Le coefficient de poussée active K_{AE} , en admettant une poussée contre une paroi verticale, une accélération verticale a_v et un angle de friction nuls, ainsi qu'une pente des sédiments horizontale, est défini par :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \psi \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \psi)}{\cos \beta \cos \psi}} \right]^2}$$

avec $\psi = \text{tg}^{-1}(a_h) = \text{angle d'inertie sismique}$; $a_h = \text{accélération terrestre horizontale}$.

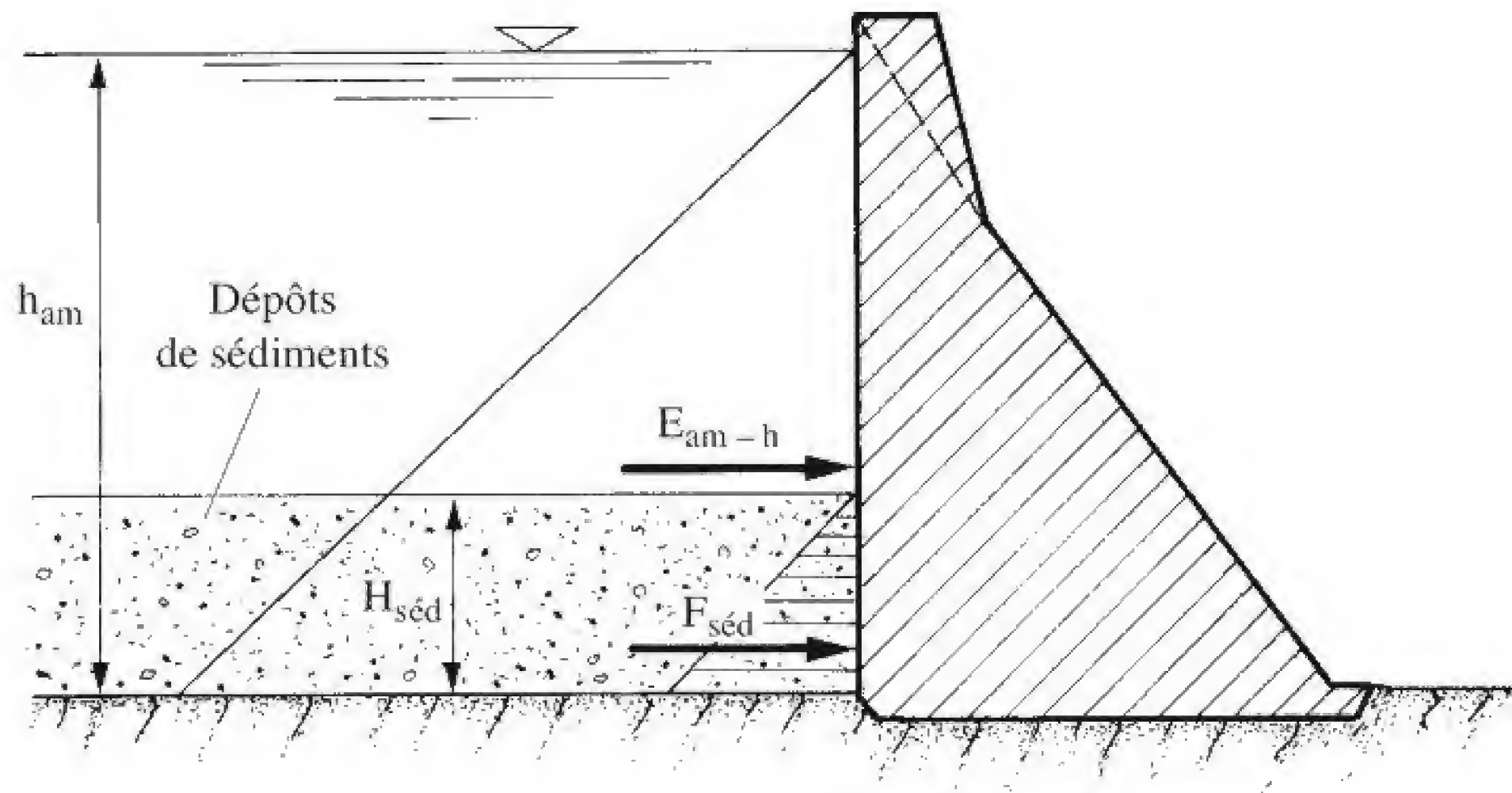


Fig. 11.5 Poussée des sédiments.

11.4.3 Sous-pressions

Constat

La sous-pression exerce une force hydrostatique importante active. Elle agit tant à l'intérieur d'un barrage en béton qu'en fondation. Elle est parfois difficile à évaluer, raison pour laquelle il existe de nombreuses hypothèses quant à sa répartition, ce qui implique différentes valeurs possibles de son intensité.

En raison de la différence de pression qui existe entre les parements amont et aval, l'eau pénètre progressivement dans le béton et le rocher, comme dans tout milieu poreux ou fissuré, voire fracturé. Il s'établit donc un réseau d'écoulement à l'intérieur du barrage et du massif rocheux. La pression sera voisine de la pression hydrostatique à l'amont (100 %) et proche de zéro à l'aval, pour autant qu'il n'existe aucune contre-pression. De plus, la sous-pression va suivre les variations du niveau du plan d'eau, toutefois avec un certain retard dans plusieurs cas.

Si l'on introduit un prisme de béton soigneusement séché et pesé dans un bac d'eau, on peut constater après un certain temps que le niveau de l'eau est descendu et le poids du prisme a augmenté. Cela démontre

que le béton est poreux et la porosité volumétrique est de l'ordre de 5 à 10 %. Les pores du béton du barrage sont donc soumis à une pression interstitielle égale à la pression hydrostatique à l'amont qui va en diminuant vers l'aval. La surface d'application de cette pression est grande et elle varie entre 93 et 97 % d'une section plane. Par ailleurs, un barrage en béton est exécuté par des levées successives. Si les reprises sont mal exécutées, on voit apparaître des suintements à l'aval.

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau infiltrée va occuper des interstices en exerçant une pression sur les parois. Cette pression joue un rôle important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface du contact béton-rocher. Ce rôle ne se limite pas seulement à l'ouvrage, mais peut aussi intéresser la stabilité des fondations ou d'un appui rocheux. La sous-pression peut se manifester le long d'une surface de glissement potentiel ou au droit d'une cassure géologique (fig. 11.6).

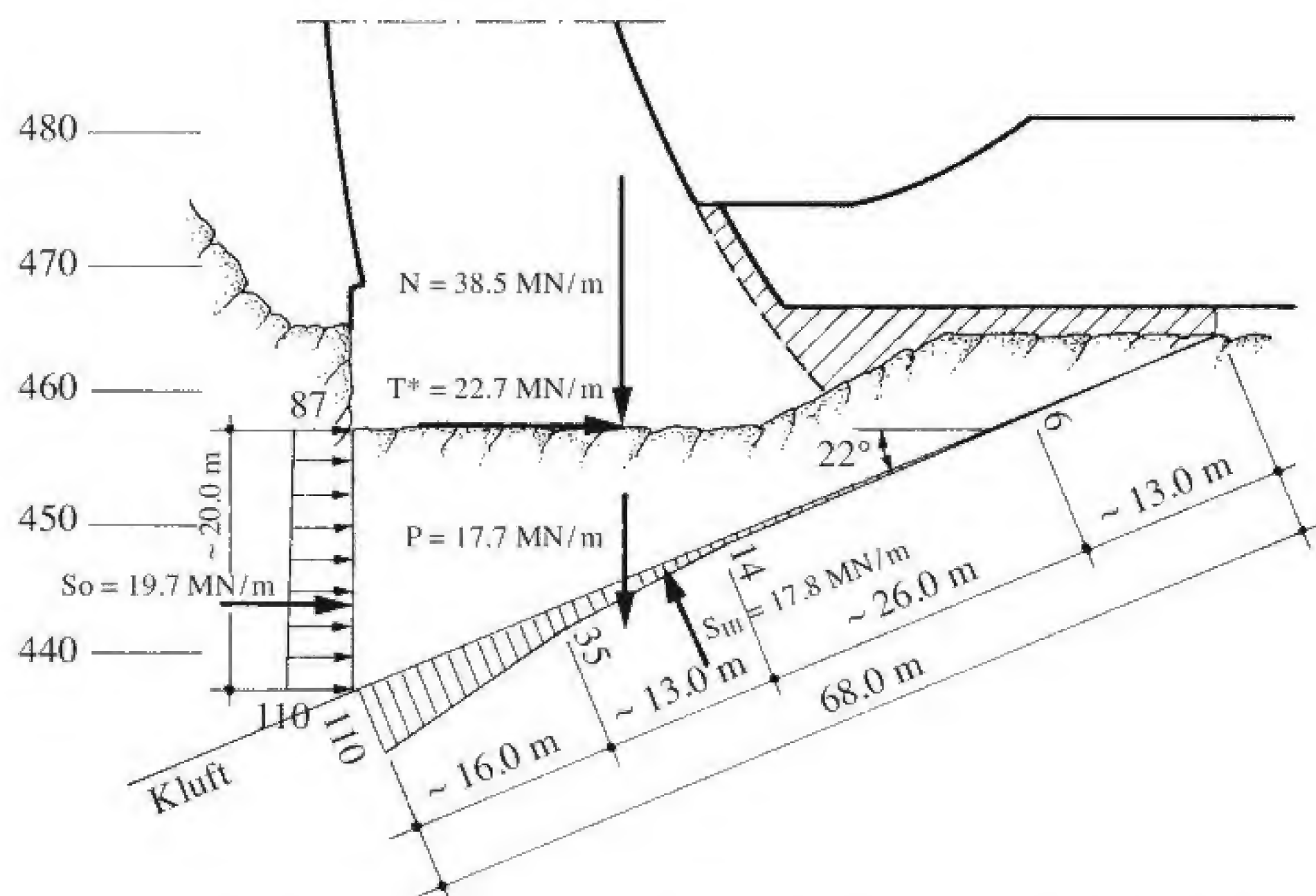


Fig. 11.6 Mesure des pressions de sous-pression le long d'une fracture et forces en vue d'un calcul de sécurité au glissement (CNSGB, 1992).

En résumé, il existe donc une pression interstitielle en fondation, le long d'arrêts de bétonnage et de fissures occasionnelles, mais également à l'intérieur du béton qui est poreux. Le problème réside dans le fait de fixer, compte tenu des conditions locales et des dispositions constructives, la forme la plus adéquate de la répartition de la sous-pression.

Coefficient de sous-pression λ

Le fait d'admettre un coefficient de sous-pression $\lambda = 1.0$ et une répartition triangulaire signifie que l'on suppose que toute la sous-pression est active sous la fondation et que la répartition de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation.

Depuis que le phénomène de la sous-pression est clairement caractérisé sous les fondations de barrages et jusque dans les années 1970, on a généralement admis que le coefficient de sous-pression dépendait de la qualité du rocher de fondation et du traitement du contact béton-rocher par des injections. Les valeurs les plus souvent admises sont :

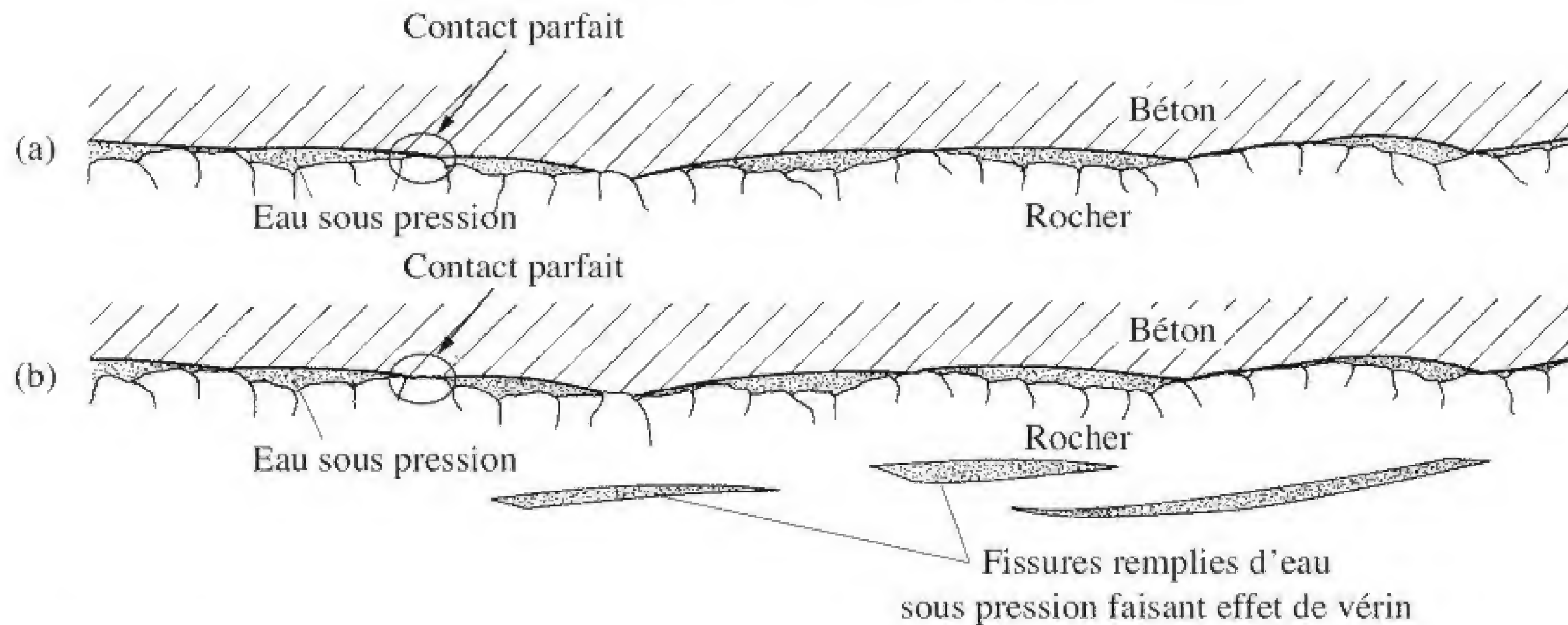


Fig. 11.7 Surface d'application de la sous-pression: (a) selon les principes anciens, (b) selon l'état actuel des connaissances.

- $\lambda = 0.75$ à 0.8 rocher sain et bien injecté,
- $\lambda = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecté,
- $\lambda = 1.0$ en cas de doute.

Ce mode de faire se justifiait, pensait-on, par la diminution de la surface sur laquelle s'applique la sous-pression, comme le montre la figure 11.7.

On sait aujourd'hui que seules des fissures dépassant 100 à 200 μm peuvent être remplies par du coulis d'injection. Le modèle à adopter est plutôt celui de la figure 11.7(b), par le fait que l'on trouve partout une surface continue sur laquelle s'exerce la sous-pression.

En règle générale, on choisira donc toujours pour le contact béton-rocher et pour le rocher lui-même $\lambda = 1.0$.

A l'intérieur d'un plot de barrage, on conçoit mal que la pression puisse s'appliquer à toute la surface et on admet que la sous-pression ne s'exerce que sous une fraction λ de la surface considérée. Si le béton n'est pas fissuré et que les reprises et joints de bétonnage sont de bonne qualité, on peut admettre un coefficient de sous-pression $\lambda = 0.9$ à l'intérieur du corps du barrage.

Force exercée par la sous-pression (Règle de Lévy)³

Si l'on prend l'exemple d'un barrage-poids en admettant un diagramme de sous-pression triangulaire de hauteur maximale à l'amont ($\lambda \cdot h_{\text{am}}$) et nul à l'aval (fig. 11.8), la résultante de la force de sous-pression S agit verticalement et elle est située au tiers amont de la base. En supposant que sous l'effet de la poussée de l'eau E_{am} et malgré l'effet stabilisant du poids propre P , le barrage vienne à se soulever un peu à l'amont. Dans ce cas, la sous-pression va commencer à agir sur la totalité de la surface et le diagramme va se modifier. La force de la sous-pression va devenir plus grande et les conditions de stabilité ne sont plus remplies. Ce raisonnement a conduit à la *règle de Lévy* qui postule qu'en aucun point du parement amont les contraintes résultant de poids propre et de la poussée de l'eau E_{am} ne doivent être inférieures à la pression hydrostatique en ce point (soit h_{am}) ou à cette pression multipliée par λ :

$$\sigma_{\text{amont}} (P + E_{\text{am}}) \text{ doit être plus grand ou égal à } h_{\text{am}} \text{ ou } \lambda h_{\text{am}}$$

³ Voir aussi partie IV, section 13.3.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Les cas (b) et (c) de la figure 11.9 ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous-pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval. La figure 11.10 montre la disposition de ces mesures et leur effet sur le diagramme de sous-pression.

Il faut noter que la réalisation d'un voile d'étanchéité dans la fondation est un travail long et délicat. L'injection dans une roche plus ou moins fissurée crée en réalité une zone de perméabilité réduite plus ou moins bien définie. Les forages d'injection seront disposés de sorte que leurs zones d'influence respectives soient jointives et s'interpénètrent, ce qui ne peut pas être garanti de manière absolue. On obtient donc un voile hétérogène de perméabilité variable à travers lequel il n'est pas exclu que l'eau de percolation présente dans la fondation trouve un chemin préférentiel (voir partie VII). Pour cette raison, il est indispensable d'associer des forages drainants à l'aval du voile d'étanchéité, pour éviter une éventuelle mise en charge et contrôler l'évolution de la percolation sous la fondation. L'observation de la turbidité des eaux de percolation permet de vérifier la tenue dans le temps du voile d'étanchéité.

Les forages drainants fixent une limite au développement de la sous-pression qui ne peut théoriquement pas dépasser le niveau de l'exutoire du drain (généralement, la galerie de pied dans le barrage). D'autre part, un gradient hydraulique très important apparaît dans la zone injectée qui constitue le voile d'injection. A l'amont du voile, la pression est quasi constante et égale à la pression hydrostatique. A l'aval du drain, la diminution de la pression se fait selon la répartition des perméabilités dans la roche (linéaire si la roche est homogène et isotrope). Il ressort que la sécurité vis-à-vis de la sous-pression peut être en grande partie garantie par le drainage. On peut également noter que, dans des cas extrêmes, un réseau de drainage a le même effet, que le terrain soit très perméable ou très imperméable, seul le débit des drains variera (Sabarly, 1968).

En pratique, l'hétérogénéité et l'anisotropie du rocher de fondation font que les effets réels des injections et du drainage ne correspondent pas exactement à ce modèle théorique. Il est par conséquent essentiel

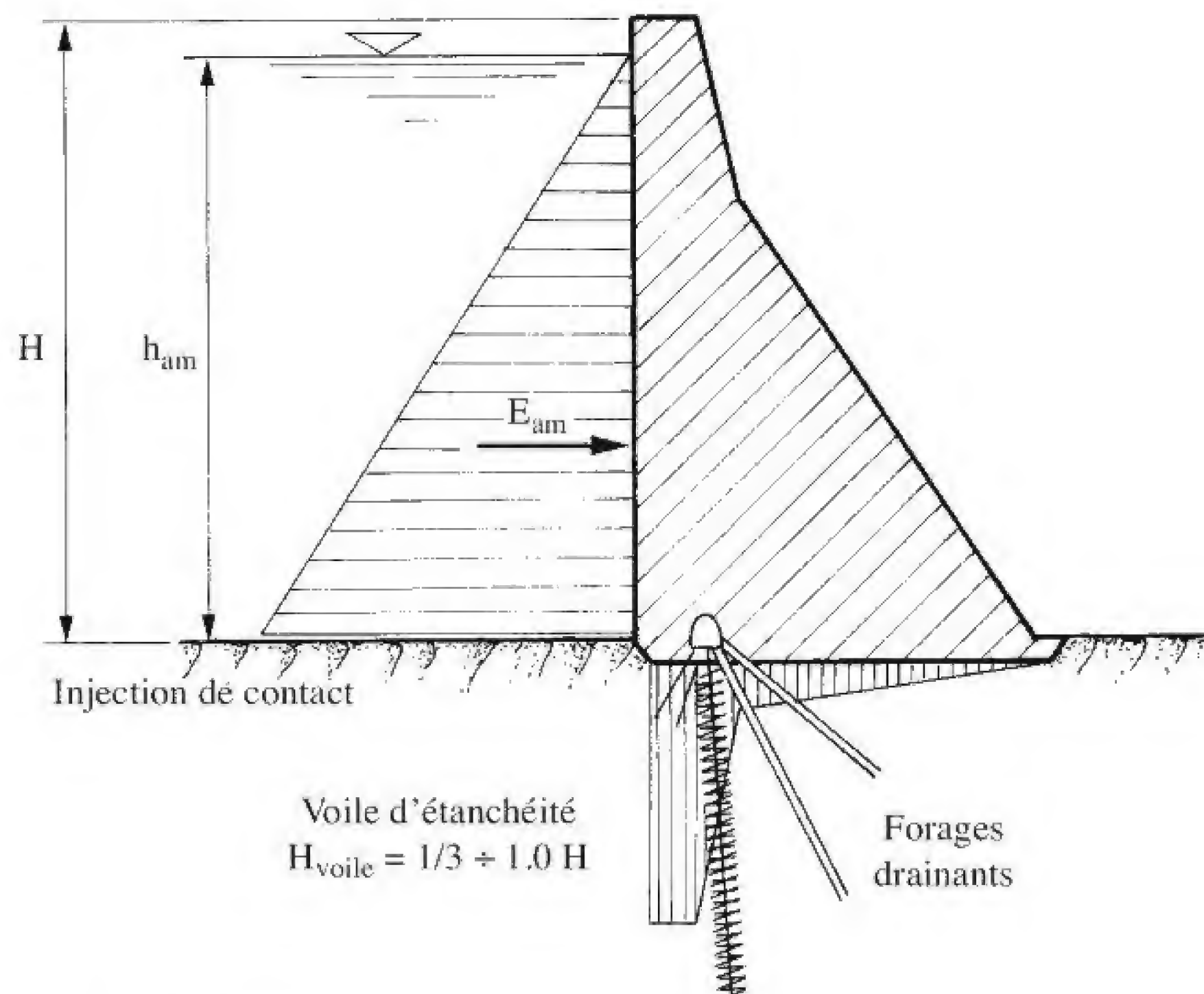


Fig. 11.10 Disposition des mesures de réduction de la sous-pression.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

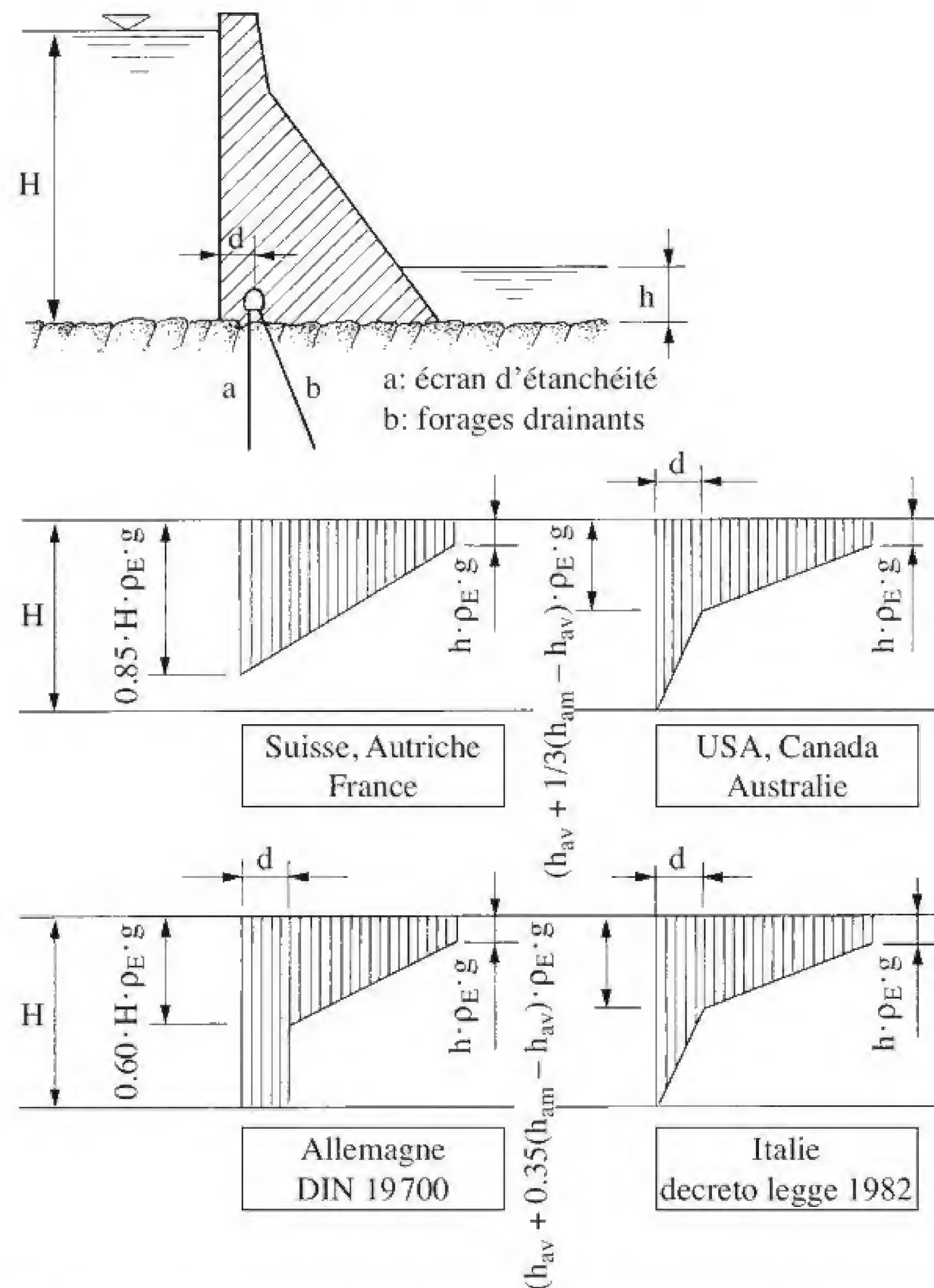


Fig. 11.13 Hypothèses généralement admises pour la répartition de la sous-pression.

Etant donné l'incertitude sur la répartition finale des sous-pressions, plusieurs règles ou recommandations ont été établies et sont en application dans les différents pays. Les principales sont indiquées sur la figure 11.13.

En Suisse, comme en France et en Autriche, on admet généralement une répartition trapézoïdale de la sous-pression. Pour tenir compte de l'effet du voile d'injection et des drains, la sous-pression à l'amont est admise à 85 % de la pression hydrostatique totale (Schnitter, 1956). Comme le montre la figure 11.13, d'autres pays adoptent un diagramme qui prend mieux en compte la réalité physique. En Europe, la tendance actuelle va vers une généralisation de la formulation selon la norme allemande. D'autres répartitions des forces de sous-pression sont possibles ; leur emploi doit cependant être justifié (valeurs mesurées, présence de drains). Il est toutefois suggéré, pour un nouveau projet, de conserver des hypothèses conservatrices et prudentes.

Le diagramme des sous-pressions peut aussi être déduit de la construction d'un réseau d'écoulement. Dans le cas d'un ouvrage existant, les valeurs mesurées peuvent être introduites lors d'un examen de la sécurité du barrage. Enfin, il faut relever que le diagramme des sous-pressions peut se modifier suite à un tremblement de terre. Si, par exemple, une fissure s'est formée à l'amont, la sous-pression maximale est prise en compte sur la longueur de la fissure (fig. 11.14).

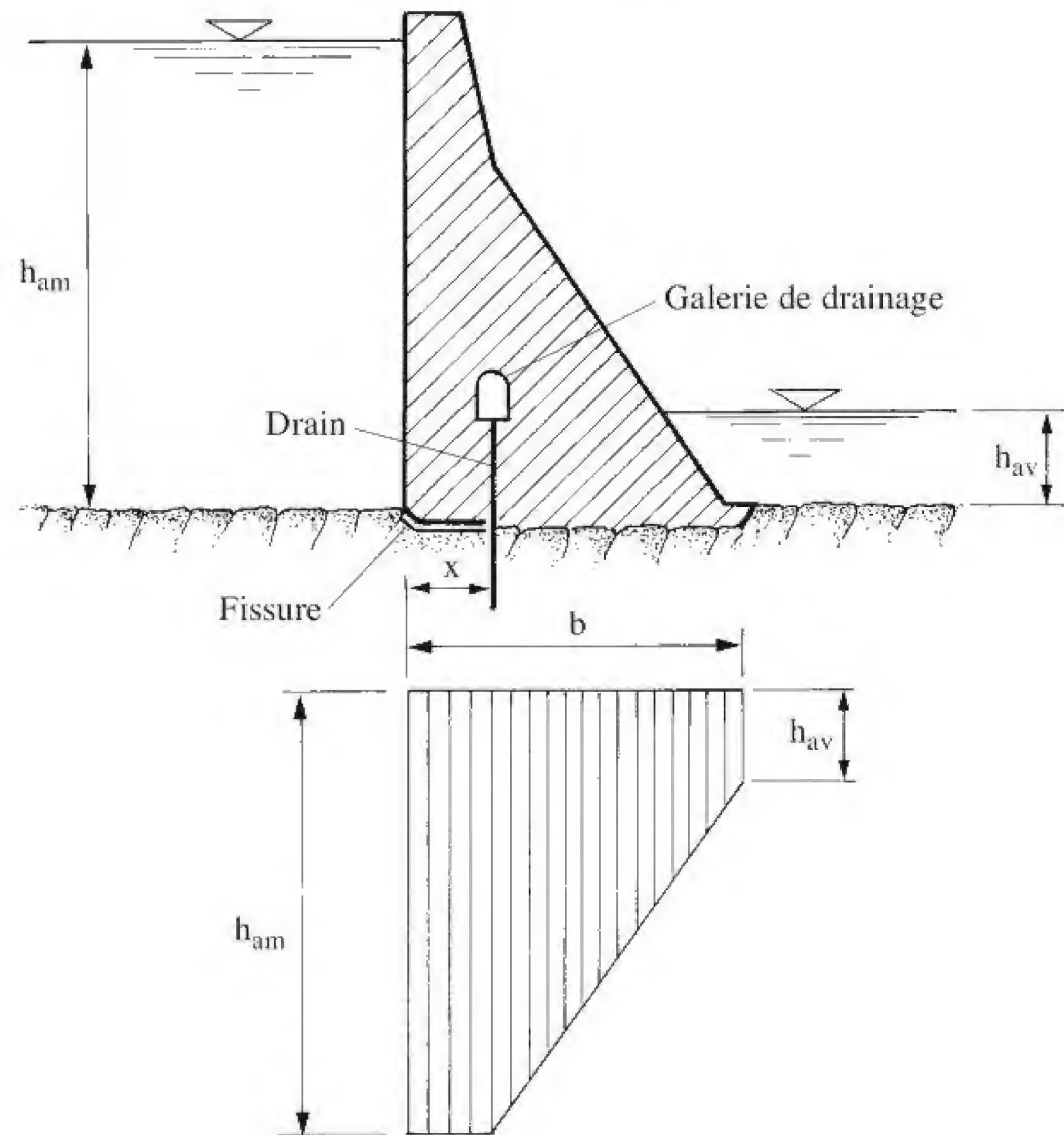


Fig. 11.14 Distribution de la sous-pression en présence d'une fissure amont développée jusqu'au drainage (selon USACE).

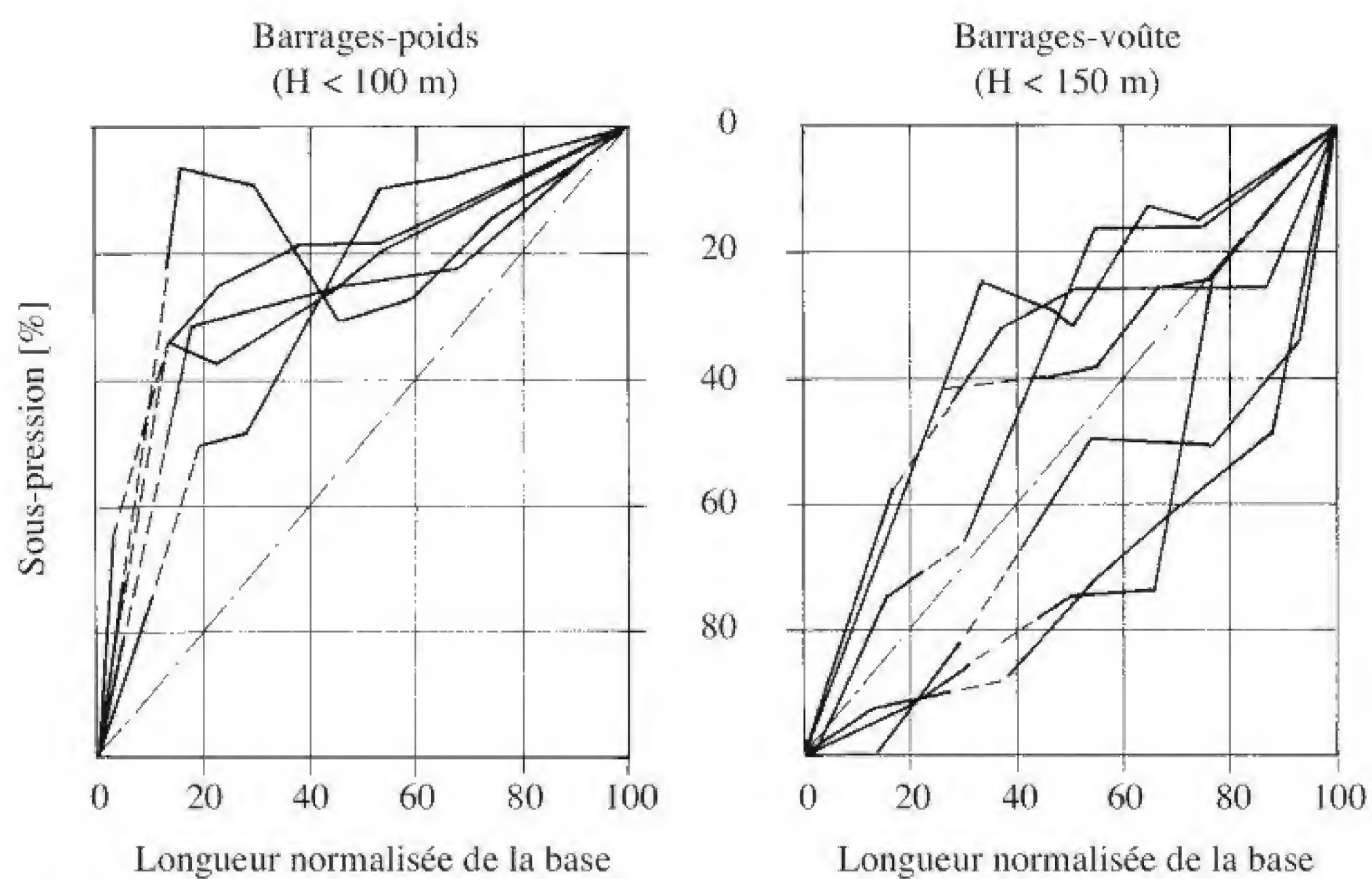


Fig. 11.15 Diagrammes de sous-pressions normalisés pour différents barrages en béton suisses (tiré de CNSGB, 1992).

Sous-pressions effectivement mesurées

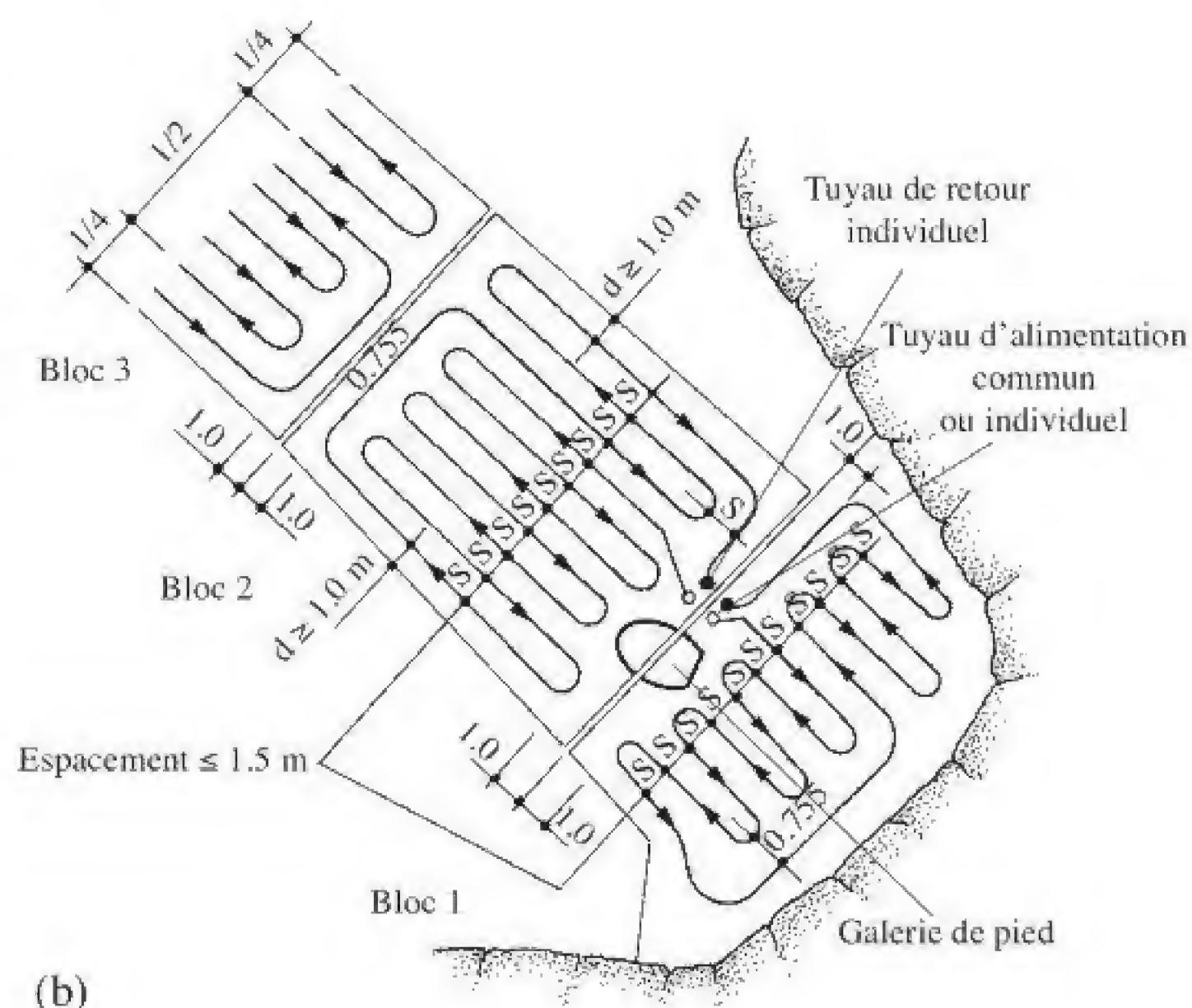
Sur la base de mesures de sous-pressions effectuées sur plus d'une vingtaine de barrages- poids et barrages-voûtes suisses, la figure 11.15 donne la représentation des différents diagrammes de sous-pressions en tenant compte d'une longueur normalisée de la base.

11.4.4 Température du béton

Dans un premier temps, la température consécutive à un dégagement de chaleur lors de la prise va s'ajouter à celle du béton frais. Par la suite, on observe un refroidissement naturel du béton qui est un processus très lent, car il s'effectue principalement par les parements amont et aval et, tant qu'elles sont en contact avec



(a)



(b)

Fig. 11.16 Refroidissement naturel (a) et artificiel (b) du béton: (a) brèches prévues lors de la construction du barrage de Rossens; (b) disposition schématique d'un réseau de serpents.

l'air, par les faces latérales et supérieures des plots. Dans certains cas, il est donc nécessaire d'accélérer ce refroidissement par des méthodes appropriées. Pour un barrage épais, il est possible de laisser des brèches provisoires entre les plots. Un procédé artificiel consiste à noyer des tuyaux métalliques ou plastiques (serpents) dans lesquels circule de l'eau froide (fig. 11.16).

Quand le barrage a atteint son équilibre thermique, les variations de température sont dues aux échanges avec son environnement direct : insolation, températures de l'eau et de l'air. Un flux de chaleur pénètre dans le barrage à partir des parements. A l'intérieur, plus les températures retardent sur celles en parement (déphasage), plus elles sont atténuées. Les variations journalières de la température extérieure ne se font sentir qu'au voisinage des parements sur une épaisseur de l'ordre du mètre. L'insolation des parements produit également un échauffement saisonnier qui n'est pas négligeable.

Les températures ont une incidence sur les contraintes et les déformations de la structure, particulièrement pour les barrages-voûtes. Les variations de température sont prises en compte dans le calcul des barrages-voûtes en considérant plusieurs états, par exemple lac plein, lac vide, les saisons été/hiver (fig. 11.17).

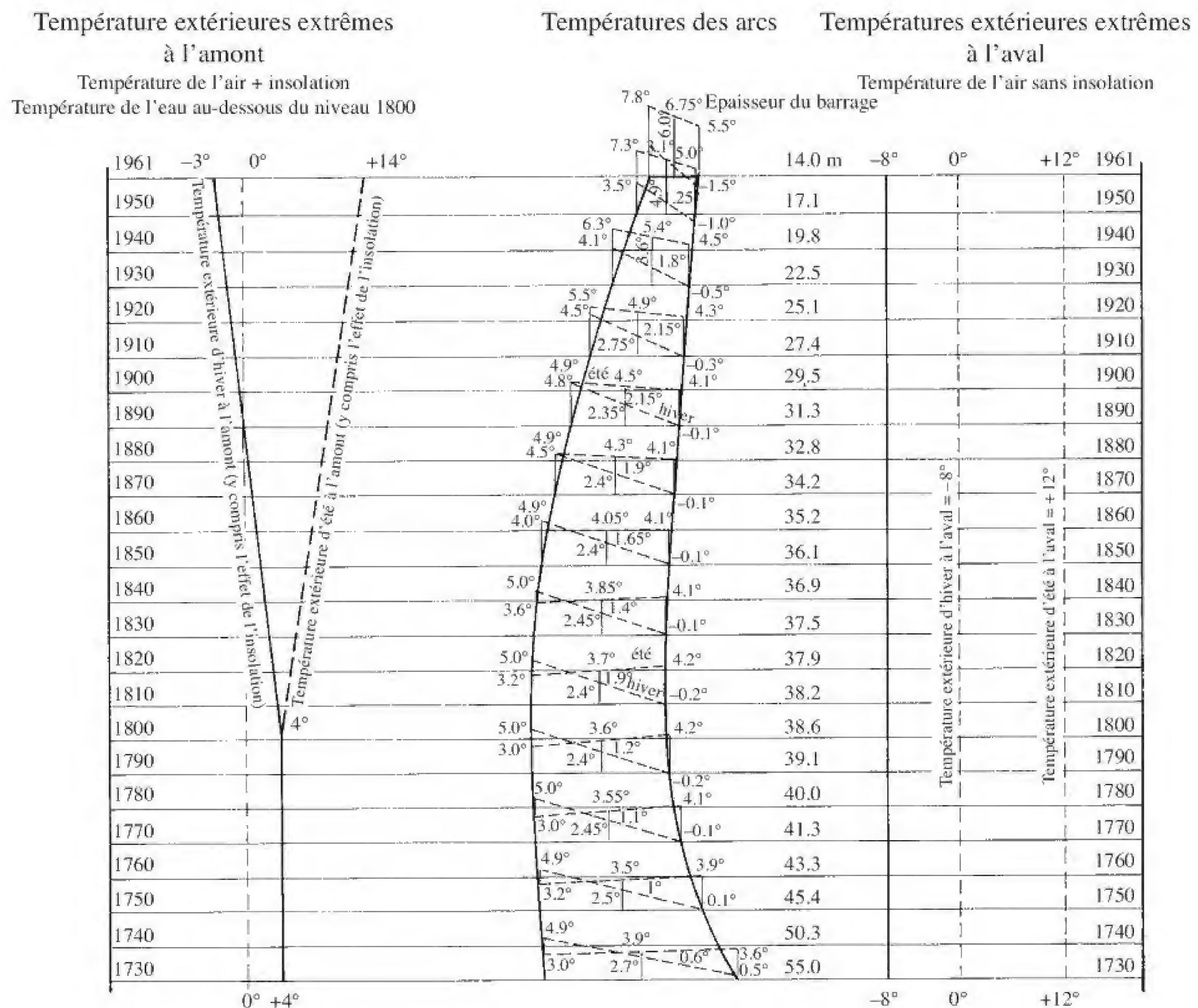


Fig. 11.17 Bases et résultats du calcul de température à admettre dans les arcs d'un barrage-voûte de montagne (Stucky et Derron, 1957).

Chaque cas peut être tantôt favorable (compressions), tantôt défavorable (tractions) selon les zones du barrage. On admet sur l'épaisseur de la section, une relation linéaire entre les deux parements (forme trapézoïdale) qui se compose d'une variation uniforme de la température par rapport à une température de référence et d'un gradient de température entre les deux parements (fig. 11.18).

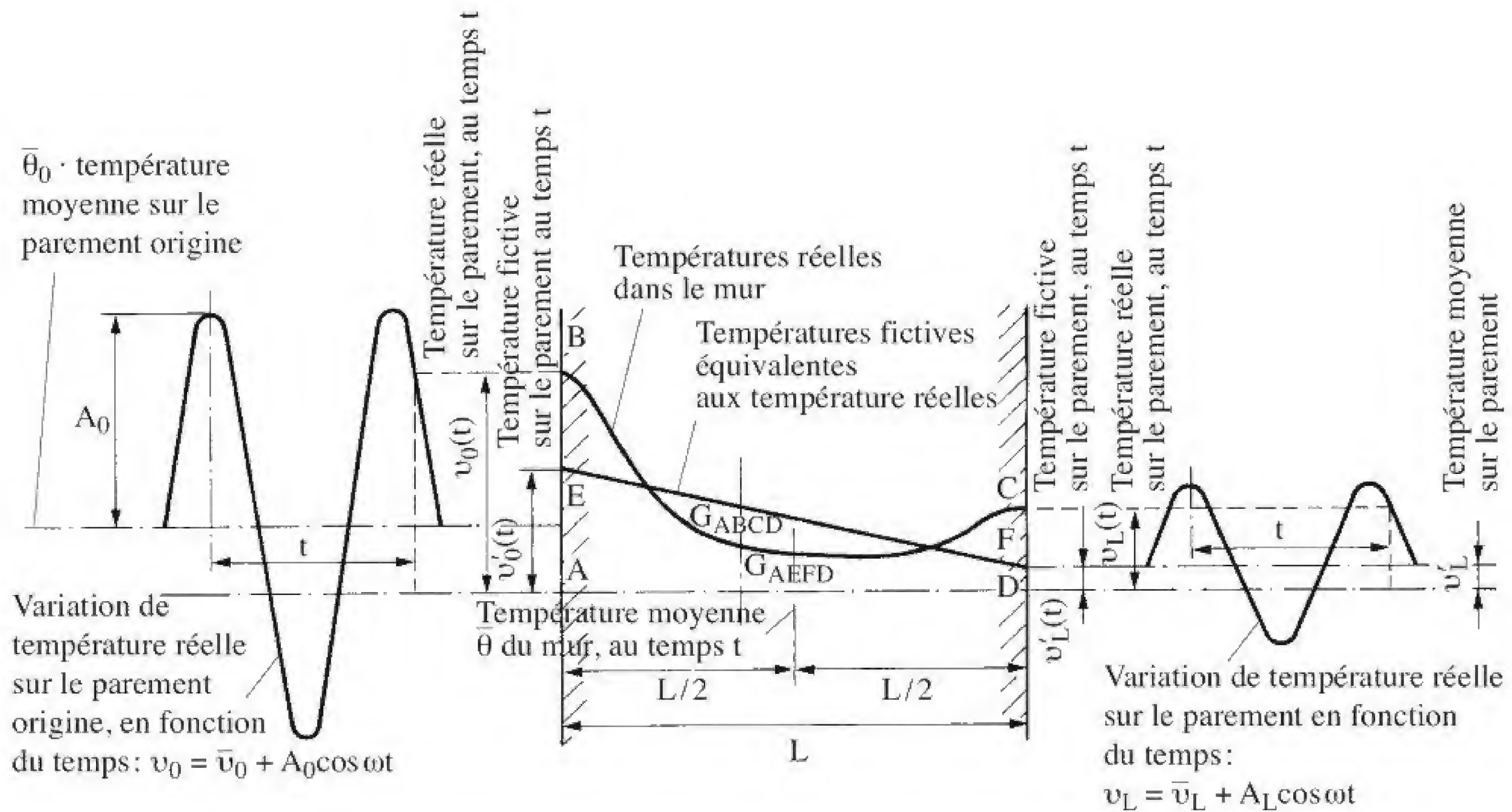


Fig. 11.18 Définition des températures réelles et fictives (Stucky et Derron, 1957).

11.4.5 Pressions d'écoulement des eaux de percolation

Les infiltrations à travers un barrage en remblai peuvent entraîner des particules de matériau et conduire par érosion interne à la création de canaux qui peuvent progressivement s'agrandir. Ce phénomène d'érosion est connu sous le nom de *renard* et doit être analysé. Par ailleurs, il faut vérifier si, sous l'effet des pressions d'infiltration (ou sous-pressions), il n'existe pas un risque de soulèvement de parties de l'ouvrage (OFEN (OFEG), 2002a).

11.4.6 Pressions interstitielles

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de lignes de courants et d'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles (fig. 11.19). Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles peuvent réduire la résistance au cisaillement (OFEN (OFEG), 2002a).

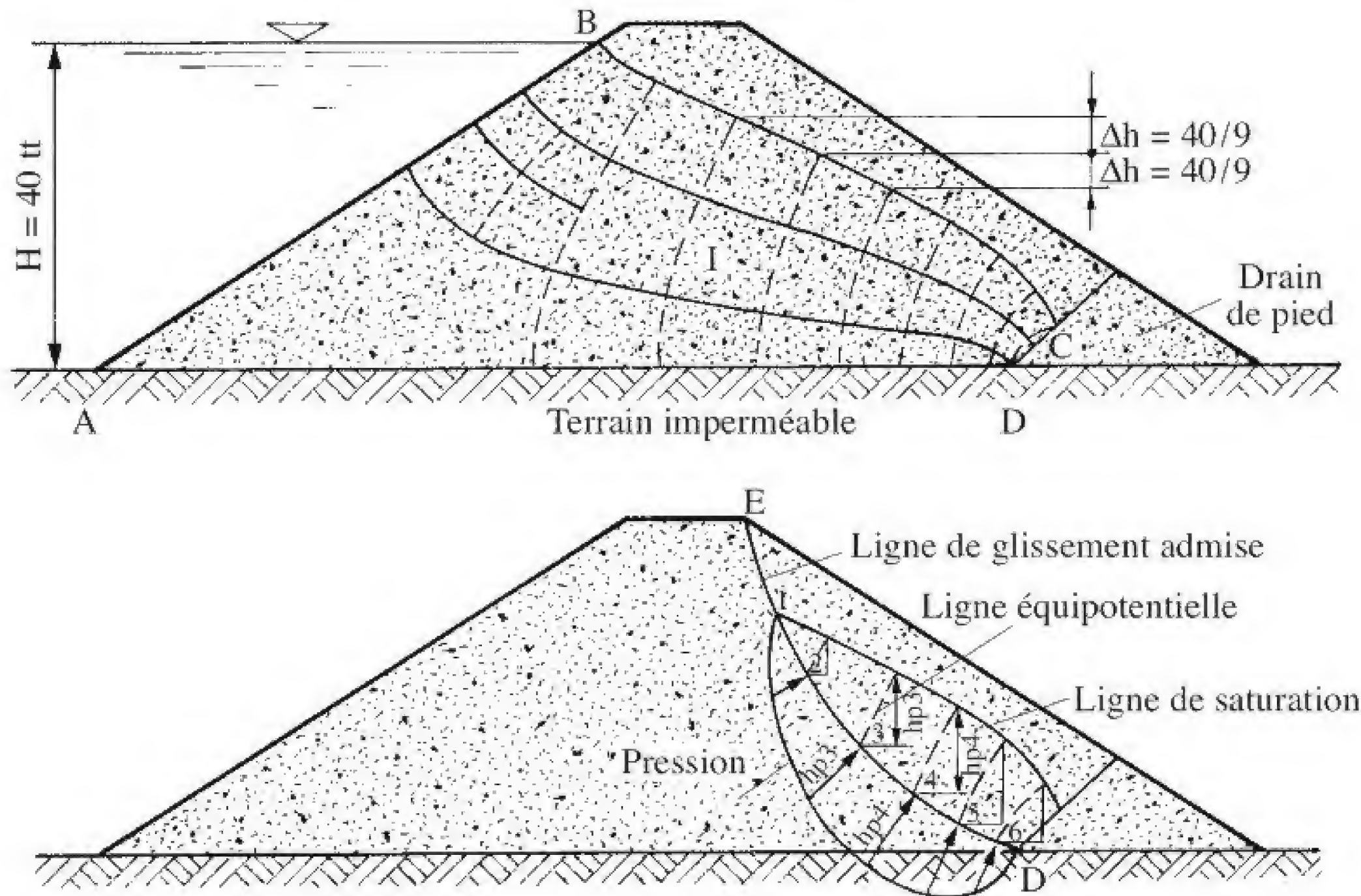


Fig. 11.19 Réseaux de lignes de courant et d'équipotentielles (selon Lambe et Whitmann).

11.4.7 Neige

La neige, considérée comme une action fixe variable, peut jouer un rôle comme charge dans le cas des barrages en remblai de petite hauteur de retenue. Cette charge est influencée par la situation de l'ouvrage et les conditions locales. Sa valeur doit être tirée de normes en vigueur.

A titre d'exemple, la charge due à la neige peut atteindre les valeurs suivantes :

- altitude H_{alt} au-dessous de 400 m $p_s = 90 \text{ kg/cm}^2$;
- de 400 à 800 m $p_s = 40 + (H_{alt}/55)^2 \text{ kg/cm}^2$;
- à partir de 800 m $p_s = 40 + (H_{alt}/100)^2 \text{ kg/cm}^2$.

11.4.8 Poussée des glaces

La poussée des glaces est due à un effet d'expansion thermique et dépend également de la forme du plan d'eau, des variations du niveau du plan d'eau et du vent. Elle n'entre pas en ligne de compte en cas de fluctuation prononcée du plan d'eau, car la couche de glace aura tendance à se disloquer. Par ailleurs, cette dernière se décolle du parement, car le barrage constitue une réserve thermique qui en dégageant un peu de chaleur fait fondre la glace sur 10 à 20 cm.

Toutefois, il faut admettre qu'elle peut avoir une incidence non négligeable pour les ouvrages en béton de faible ou moyenne hauteur de retenue. On doit souligner que l'intensité de la poussée des glaces est une valeur encore mal définie. Selon la littérature et des résultats d'essais (notamment, Comfort, 2000), elle varie entre 20 et 300 kN/ml. L'USACE propose une valeur de l'ordre de 150 kN/ml pour une épaisseur de glace de 60 cm.

Il faut encore relever, dans le pays nordiques, l'impact possible de blocs de glace flottants lors de la débâcle printanière qui peuvent percuter des parties de l'ouvrage, par exemple les vannes d'un évacuateur de crue.

11.4.9 Charges roulantes

Dans le cas où des charges roulantes doivent être prises en compte, leurs valeurs doivent être recherchées dans les normes en vigueur.

11.5 Description des charges exceptionnelles

11.5.1 Crue

Comme il l'a été décrit dans le paragraphe 10.6.2, les conditions d'évacuation doivent être vérifiées pour une crue de projet (cas de charge exceptionnel, type 2) et une crue de sécurité (cas de charge extrême, type 3). Pour fixer la sécurité en cas de crue, le niveau du plan d'eau pris en compte est celui qui résulte de l'hydrogramme des crues de projet et de sécurité conduisant à la surélévation maximale du plan d'eau.

11.5.2 Séisme

Historique

Dans le passé, les barrages étaient vérifiés pour résister à des tremblements de terre en utilisant une approche pseudo-statique, dont l'origine remonte dans les années 1930. Cette méthode simple prend en compte, pour les barrages en béton, les forces d'inertie du barrage et les pressions hydrodynamiques exercées par la retenue (fig. 11.20). Pour les barrages en remblai, la force d'inertie statique est appliquée à la masse glissante. Il était courant d'utiliser un coefficient d'accélération sismique horizontal α d'une valeur égale à 0.1 g. Certes, on savait que ce calcul simplifié ne reflétait pas le comportement effectif de l'ouvrage en cas de tremblement de terre. Un séisme réel est caractérisé par des accélérations et des oscillations transitoires dans les trois directions. L'analyse pseudo-statique se limite à évaluer l'effet d'une accélération horizontale orientée dans la direction la plus défavorable. En Suisse, le cas de charge dû au tremblement de terre en prenant en compte les forces statiques de remplacement a déjà été pris en compte pour la vérification de tous les barrages construits dans les années 1950.

Ensuite, avec le développement des ordinateurs et des modèles d'analyse numérique, il a été possible de fortement progresser dans l'évaluation de la sécurité sismique des barrages en béton et en remblai sous sollicitations dynamiques. Ces modèles sont employés en Suisse pour l'étude de nouveaux projets, lors de transformation d'ouvrage (par exemple, une surélévation) et de l'examen de la sécurité de barrages existants.

Aujourd'hui, pour autant que l'accélération du séisme soit faible ($a < 0.15$ g), une analyse simplifiée pseudo-statique peut fournir des résultats dans le cadre d'un prédimensionnement ou d'un avant-projet.

Suppression hydrodynamique selon Westergaard

Lors de son déplacement vers l'amont provoqué par un séisme, le barrage bute contre l'eau de la retenue. La force d'inertie de l'eau va engendrer une suppression hydrodynamique sur le parement amont du barrage, dont Westergaard a formulé une relation parabolique décrivant ce phénomène en fonction de la profondeur z :

$$p_E = K_e C_e \alpha \rho_E \sqrt{Hz}$$

avec $K_e =$ coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont :

- vertical : $K_e = 1.0$
- incliné : K_e varie linéairement avec l'angle d'inclinaison du parement (pour autant que $\delta \leq 20^\circ$) : selon figure 11.21
pour $\delta = 10^\circ$, $K_e = 0.88$ pour $a = 10$ m et $h = 100$ m.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Tableau 11.23 Temps de retour du séisme de vérification pour les différentes classes de barrages.

Classe de barrages	Intervalle de temps considéré	Probabilité moyenne de dépassement	Temps de retour moyen
I	100 ans	1 %	10 000 ans
II	100 ans	2 %	5000 ans
III	100 ans	10 %	1000 ans

Les valeurs de l'accélération horizontale de pointe a_h correspondant à des temps de retour de 1000 et 10000 ans sont déterminées sur la base de la transformation suivante :

$$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19 \text{ (cm/s}^2\text{)}$$

Les intensités I_{MSK} pour une période de retour de 1000 et 10000 ans sont tirées des cartes d'intensité (fig. 11.24 et 11.25)⁵. Les valeurs pour une période de retour de 5000 ans sont interpolées comme suit :

$$I_{5000} = 0,3 \cdot I_{1000} + 0,7 \cdot I_{10000}$$

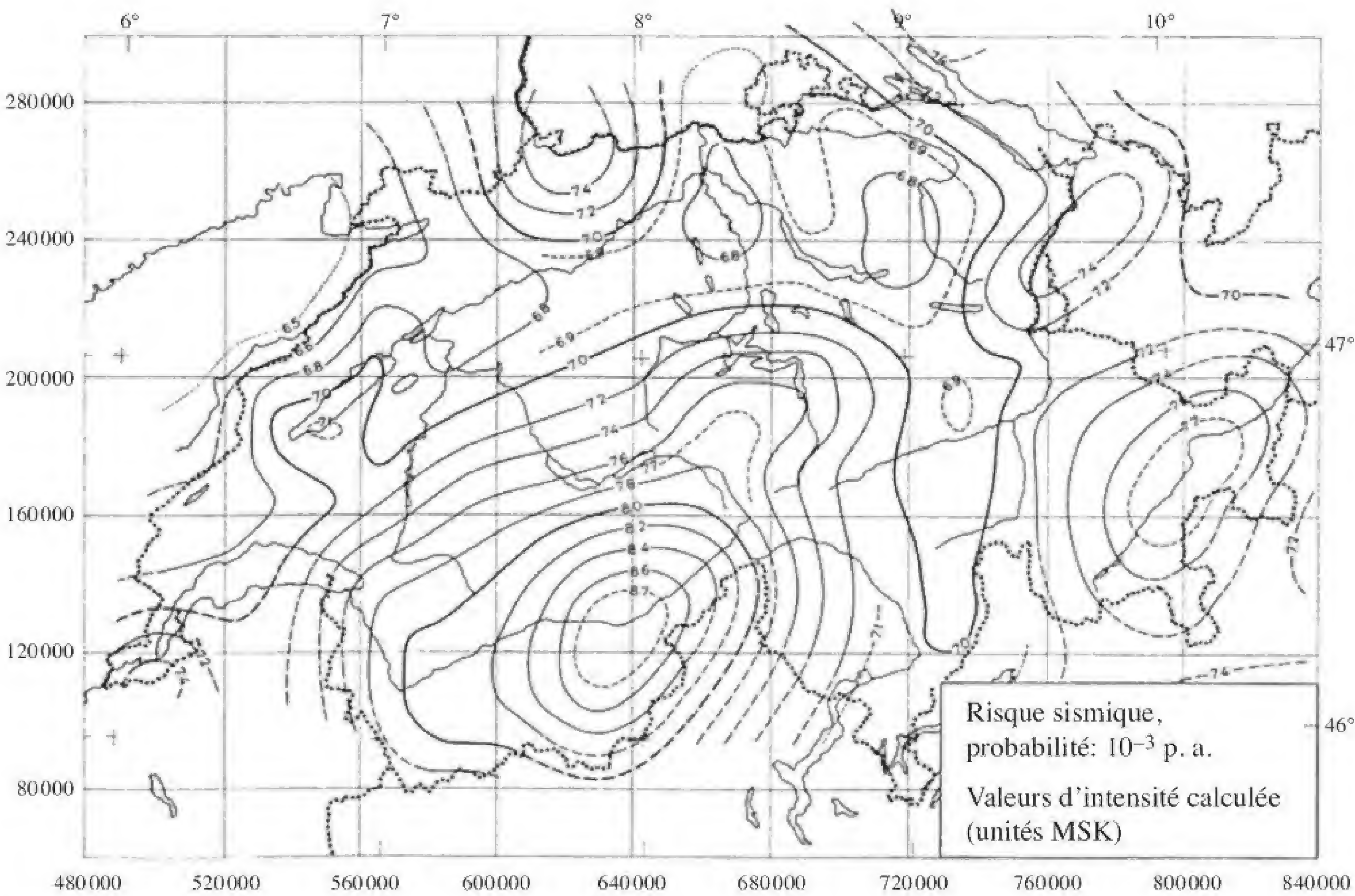


Fig. 11.24 Valeurs des intensités pour une probabilité de dépassement de 10^{-3} p. a. selon la carte suisse d'aléa sismique – Détermination du danger dû aux séismes, 1977.

⁵ Säggerer et Mayer-Rosa, 1978.

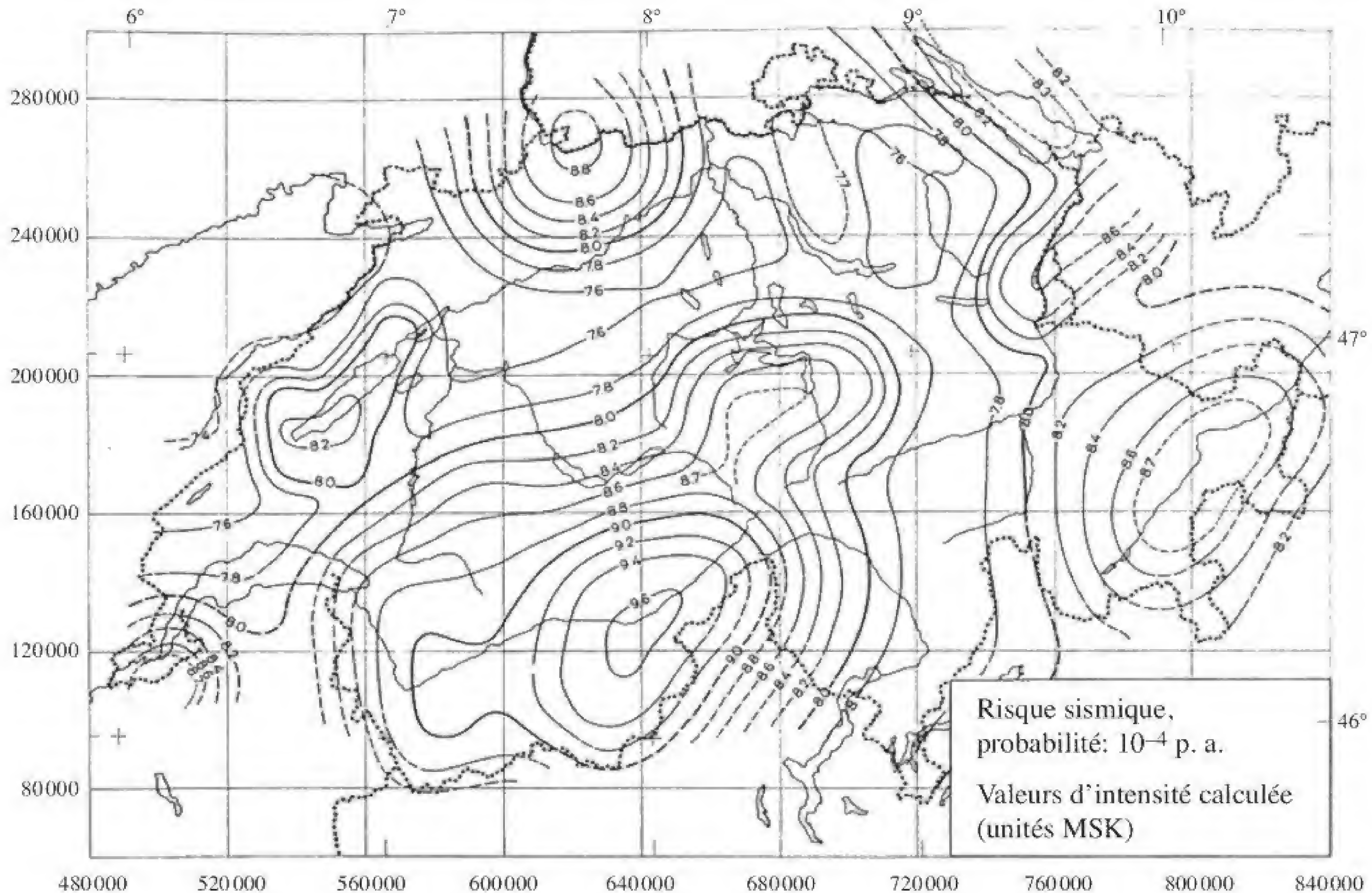


Fig. 11.25 Valeurs des intensités pour une probabilité de dépassement de 10^{-4} p. a. selon la carte suisse d'aléa sismique – Détermination du danger dû aux séismes, 1977.

L'accélération horizontale de pointe a_h est indépendante de la direction. Quant à l'accélération verticale de pointe a_v , elle peut être calculée à partir de la composante horizontale a_h en la réduisant d'un tiers ($a_v = 2/3 \cdot a_h$).

Le spectre de réponse est la réponse dynamique maximale d'une masse oscillante excitée en son point d'attache par un séisme. Le spectre est représenté en fonction de la fréquence propre et de l'amortissement de la masse oscillante.

On distingue trois classes de fondation en fonction du profil des couches :

- Classe de fondation A : Rocher et dépôts rigides de sable, gravier ou argile bien compacté. Célérité d'onde de cisaillement supérieure à 400 m/s.
- Classe de fondation B : Dépôts profonds de sable ou de gravier de compacité moyenne ou d'argile moyennement rigide. Célérité d'onde de cisaillement entre 200 et 400 m/s.
- Classe de fondation C : Dépôts de sols meubles non cohésifs avec des couches de matériaux peu cohésifs, ainsi que dépôts formés essentiellement de sols cohésifs mous à moyennement rigides. Célérité d'onde de cisaillement inférieure à 200 m/s.

Pour la vérification des barrages fondés sur rocher (classe de fondation A), les spectres normalisés de réponse d'accélération de la figure 11.26 sont applicables (la valeur de l'amplification d'accélération est à

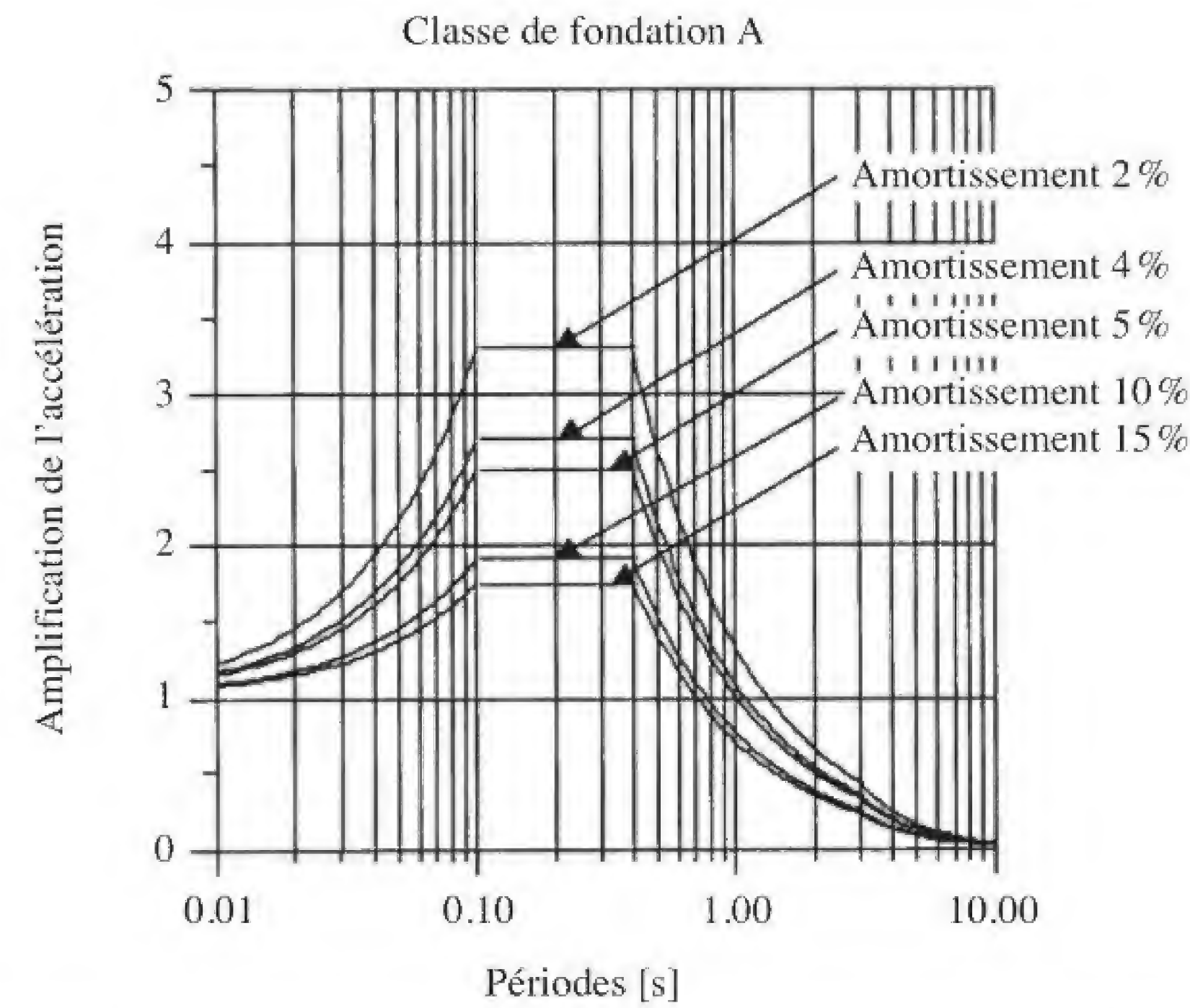


Fig. 11.26 Spectre de réponse pour fondations sur rocher (classe de fondation A).

multiplier par l'accélération de pointe au sol). Les figures 11.27 et 11.28 donnent les spectres de réponse normalisés pour les classes de fondation B et C. Les spectres de réponse sont valables aussi bien pour les directions horizontales que verticales.

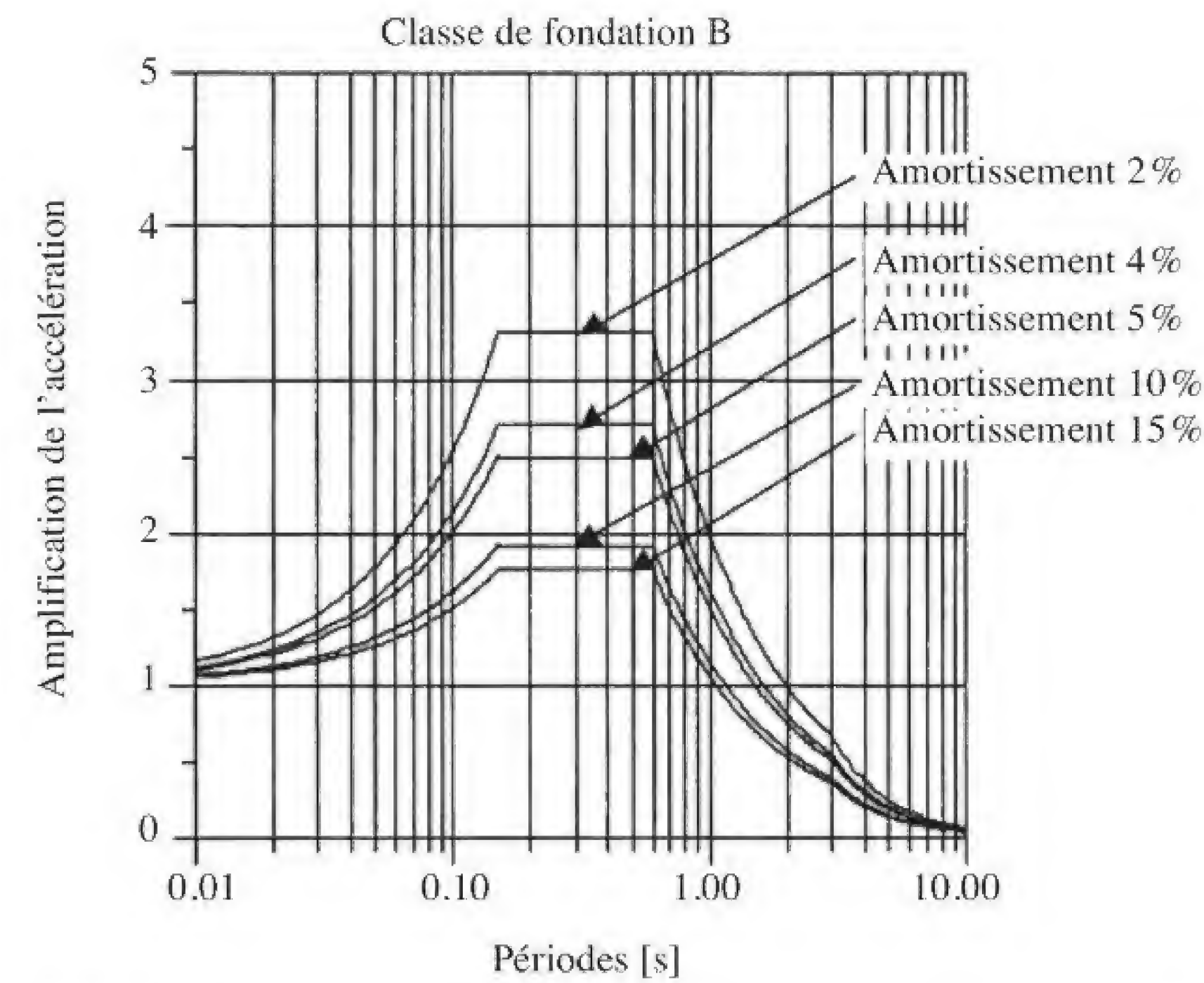


Fig. 11.27 Spectre de réponse pour une fondation moyenne (classe de fondation B).

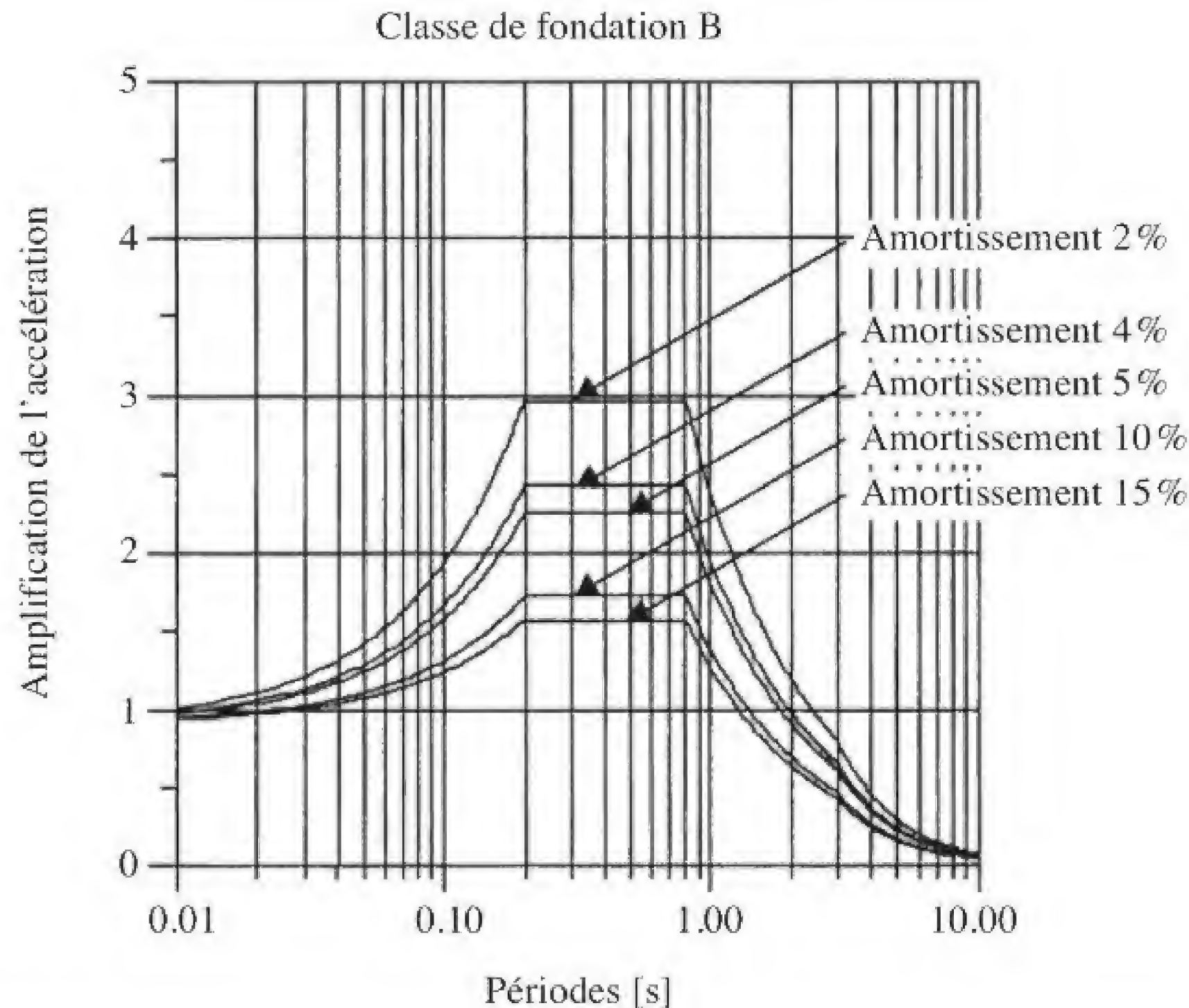


Fig. 11.28 Spectre de réponse pour une fondation molle (classe de fondation C).

Enfin, des enregistrements appropriés ou des traces générées artificiellement peuvent être utilisés. Les enregistrements doivent être compatibles avec les spectres donnés, le cas échéant ils seront adaptés. La durée stationnaire requise pour les traces générées artificiellement est donnée par la relation :

$$T_s = 10 + 50 (a_h / g - 0,1) \text{ [s]}$$

T_s doit être au minimum de 10 s.

11.5.3 Avalanche

Ce cas concerne les ouvrages de protection de petite hauteur contre lesquels vient buter une avalanche, dont la période de retour est généralement admise à 300 ans (OFEN (OFEG), 2002a). La pression q_f exercée par l'avalanche est donnée par l'expression suivante⁶ :

$$q_f = 0,5 \cdot c_d \cdot \rho_f \cdot v_f^2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

avec v_f = vitesse de l'avalanche [m/s], $c_d = 2$ à 3 (coefficient de résistance) et $\rho_f = 0,3 \text{ [kN/m}^3\text{]}$.

En outre, une force ponctuelle q_e due à l'impact d'un objet (arbre, gros bloc, etc.) peut éventuellement entrer en ligne de compte.

⁶ Les indications concernant les caractéristiques des avalanches (§ 11.5.3) et les laves torrentielles (§ 11.5.4) sont tirées de *Richtlinie, Objektschutz gegen Naturgefahren* édité par Gebäudeversicherungsanstalt des Kanton St.Gallen.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



Fig. 12.1 Processus d’octroi d’une concession de droits d’eau (d’après présentation orale en relation avec Bischof *et al.*, 2000).

12.1.2 Autorisation de construire

Avant d’entreprendre les travaux de construction d’un barrage, le maître de l’ouvrage doit soumettre à l’approbation de l’autorité cantonale compétente les plans d’exécution de l’ouvrage. Si le barrage répond aux critères d’assujettissement au contrôle de la Confédération, l’autorité de haute surveillance doit approuver le projet du barrage et de ses ouvrages annexes sous l’angle de la sécurité technique. Cette décision est nécessaire pour débiter les travaux et est intégrée dans l’autorisation de construire. Pour évaluer un projet de barrage, le dossier technique doit contenir notamment une notice explicative, les plans du projet général (situation, élévation, coupes-types, système d’auscultation, ouvrages annexes), les résultats des investigations géologiques et géotechniques, une étude hydrologique, les calculs statique et dynamique ainsi que ceux de stabilité et les calculs hydrauliques des organes de décharge.

Le projet d’exécution est aussi soumis à l’enquête publique. La procédure d’opposition et leur traitement suivent le même cheminement que celui prévu pour les concessions. Il est utile de mentionner que la concession peut être assortie d’un délai relatif au début des travaux de construction.

A la fin des travaux, le canton et l’autorité de haute surveillance vérifient que le projet a été construit selon les plans approuvés et les règles de l’art. Le maître de l’ouvrage doit remettre un dossier contenant un rapport sur les travaux de construction (avec les résultats des essais de contrôle effectués) et les plans selon exécution.

Il faut encore relever que la surveillance et l’approbation des plans par les autorités cantonales et fédérales ne déchargent pas le maître de l’ouvrage de sa responsabilité vis-à-vis de tiers de dommages causés pendant la construction et l’exploitation de l’ouvrage.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

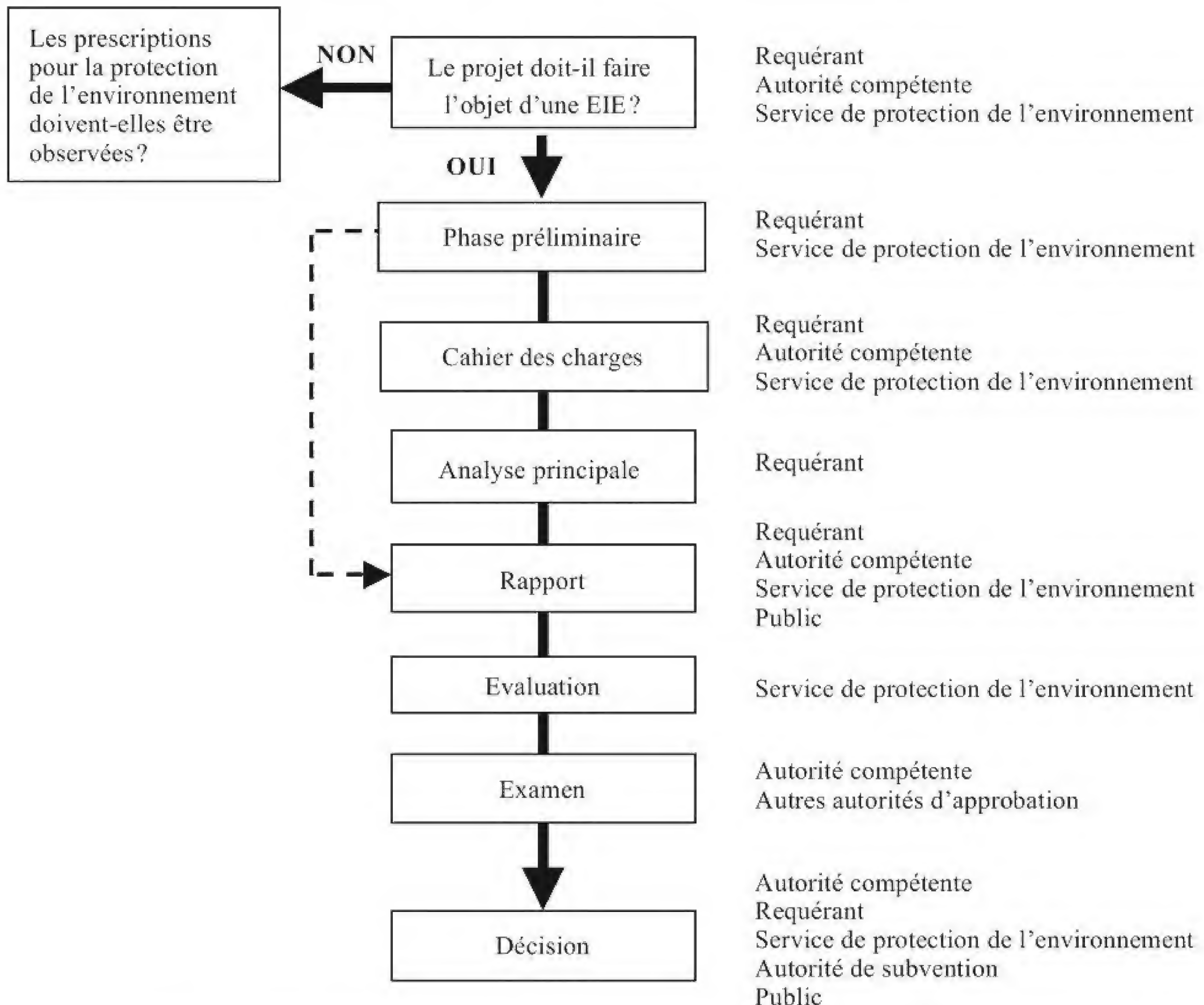


Fig. 12.2 Schéma du déroulement de l'étude d'impact (d'après le Manuel EIE, OFEV).

prévus en cas d'atteintes inévitables et non entièrement réparables. Enfin, le suivi est une aide pour la réalisation des mesures de manière appropriée et la surveillance de leur exécution.

Le rapport de la première étape contient un cahier des charges pour la deuxième étape de l'EIE, qui correspond à une étude de détail. Cette dernière s'effectue au moment de l'élaboration du projet d'exécution (phase de la procédure d'autorisation de construire et d'approbation des plans).

12.2.2 Domaines de l'environnement

Les domaines qui entrent dans le cadre de l'EIE sont les suivants :

- nature et paysage,
- patrimoine national (voies de communications historiques, sites construits à protéger),
- eaux de surface et eaux souterraines,
- forêts,
- chasse et pêche,



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

IV. Barrages en béton

En fonction de leur forme, les barrages en béton sont classés en plusieurs catégories. Les barrages-poids, barrages-voûtes et barrages à contreforts se distinguent aussi par leurs propres particularités qu'il s'agisse des volumes des excavations et des bétons mis en place, de l'intensité des contraintes, de l'importance des sous-pressions agissant sur l'ouvrage, de leur sensibilité aux variations de températures et au séisme. Le choix du type va aussi fortement dépendre des conditions du site (topographie, géologie).

Au fil du temps, la technologie, la fabrication et la mise en place des bétons ont fortement évolué, ce qui a permis de réaliser des ouvrages de plus en plus audacieux. De nombreux ouvrages ont une hauteur dépassant les 200 m comme par exemple en Suisse, les barrages de la Grande Dixence, qui avec ses 285 m est le plus haut barrage en béton construit, du Mauvoisin (250 m), de Luzzzone (225 m) et de Contra (220 m).

Les chapitres 13 à 17 traitent des différents types de barrages en béton. Ils mentionnent les caractéristiques générales des ouvrages et abordent de manière générale les modes de vérification en regard de leur dimensionnement (stabilité, efforts et contraintes, sollicitations en cas de séisme). Divers aspects constructifs sont également cités.

Le chapitre 13 est consacré aux barrages-poids, ouvrages massifs, généralement de forme triangulaire dont le poids suffit à contenir la poussée de l'eau. Le chapitre 14 décrit les barrages à contreforts, ouvrages constitués d'éléments relativement minces espacés permettant ainsi d'économiser du béton. Le chapitre 15 aborde le cas des barrages-voûtes dont la forme arquée et élégante permet de reporter la poussée de l'eau horizontalement et verticalement sur les flancs de la vallée. Le chapitre 16 concerne les barrages à voûtes multiples qui s'apparentent aux barrages à contreforts. Ils sont constitués de voûtes cylindriques inclinées prenant appui sur des contreforts de forme triangulaire. La forme et l'extension de la vallée, mais également les questions liées à la stabilité générale, servent de base au choix de l'écartement des contreforts tout en recherchant une bonne répartition des voûtes. Le chapitre 17 présente les barrages compactés au rouleau (BCR), un procédé innovateur, qui, dès les années 1960, a largement contribué à donner une nouvelle impulsion à la construction de barrages-poids. L'idée à la base de leur réalisation est d'utiliser la méthode de construction des barrages en remblai pour celle des barrages en béton. Cette solution présente notamment les avantages d'une exécution rapide, d'une diminution des dosages en ciment et d'une réduction du coût au m³.

Le chapitre 18 aborde les aspects essentiels de la technologie des bétons. La construction des barrages en béton exige un béton homogène

dans sa structure et régulier dans ses performances. Une excellente qualité du béton est recherchée notamment concernant sa maniabilité, facteur conditionnant une mise en place adéquate, ainsi que ses caractéristiques de résistance mécanique. Dans ce sens, un programme d'essais préliminaires des bétons est primordial, de même que son contrôle durant toute la durée du chantier. En cours d'exploitation, la prise d'éprouvettes permet de juger de l'évolution des caractéristiques des bétons.

Quant au chapitre 19, il traite de divers phénomènes (fissuration, gonflement, gélivité) qui, avec le temps, peuvent affecter directement les bétons de masse et de parement. Quelques uns engendrent des déformations sans conséquence. D'autres, par contre, conduisent à un endommagement pouvant intéresser le corps de l'ouvrage et porter atteinte à son intégrité et ses caractéristiques (par exemple, une perte de résistance mécanique). Enfin, certains touchent plutôt à l'aspect esthétique en provoquant des dégâts superficiels sans influence sur la sécurité. Ce chapitre reprend pour l'essentiel les réflexions du Groupe de travail « Béton » du Comité suisse des barrages figurant dans sa publication *Le béton des barrages suisses : expériences et synthèse* (CBS, 2000).

13. Barrages-poids



Barrage-poids de Gries en Suisse, hauteur 60 m, année de mise en service 1966 (photo Ofima SA).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$\Phi' = \Phi_r + i = \Phi_r + \{JRC \cdot \log_{10} (JCS / \sigma'_n)\}$$

Φ_r correspond à l'angle de frottement résiduel ou sur joint lisse et i à la composante de rugosité. JRC est le coefficient de rugosité géométrique ; il a été déduit d'essais de cisaillement et de la comparaison de 10 profils standard de rugosité. Une échelle de valeur de 0 à 20, par pas de 2, a été établie, où la valeur 0 correspond à la surface plane et lisse et 20 à une surface très rugueuse (fig. 13.10). JCS est égal à la résistance à la compression simple de la roche (qui peut être déterminée au moyen du marteau de Schmidt). Enfin, σ'_n est la contrainte normale effective. Si σ'_n se rapproche de JCS, l'équation devient l'équation de base du frottement.

L'expression donnée ci-dessus tient compte d'une cohésion d'imbrication du joint et correspond à une résistance de pic. En cas de mouvement du massif (suite par exemple à un séisme), Φ' peut être modifié et tendre vers Φ_r résiduel. Une nouvelle valeur de Φ_r doit être introduite lors d'un calcul post-événement.

Le rocher altéré proche de la surface est généralement enlevé, parfois sur une profondeur importante, de sorte que le barrage soit fondé sur une roche de la meilleure qualité possible. Ainsi, la surface de glissement la plus critique se trouve le plus souvent directement au-dessous du contact béton-rocher.

L'excavation de la fondation et le remplacement du rocher de qualité insuffisante par du béton créent un certain encastrement du barrage, ainsi qu'une butée au pied aval. Cette butée n'est en général pas prise en considération dans le calcul préliminaire de la stabilité au glissement du barrage, étant donné qu'un déplacement de l'ouvrage est nécessaire pour que la butée devienne effective. Il faut toutefois noter que si la base du barrage est profondément encastree en fondation ou qu'un plan de rupture potentiel se trouve sous la base, la résistance passive de la fondation peut être parfois considérée pour la résistance au glissement (fig. 13.11). La résistance à la compression et celle au flambage des couches doivent cependant être suffisantes pour créer un dièdre résistant. Il est également possible de créer un talon au droit du pied aval. Cette poussée

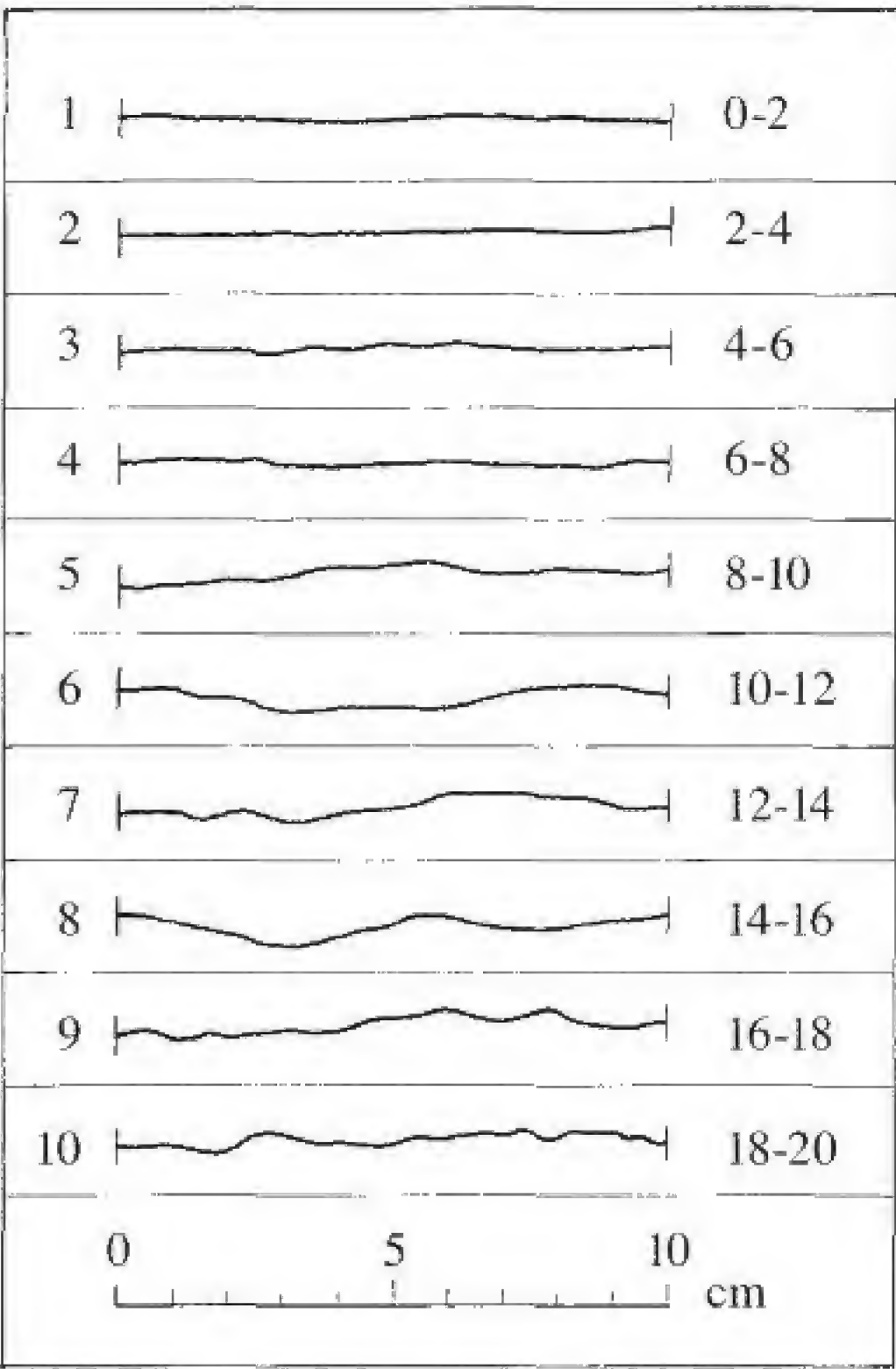


Fig. 13.10 Profils standard pour estimer JRC (Barton & Choubey, 1997).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

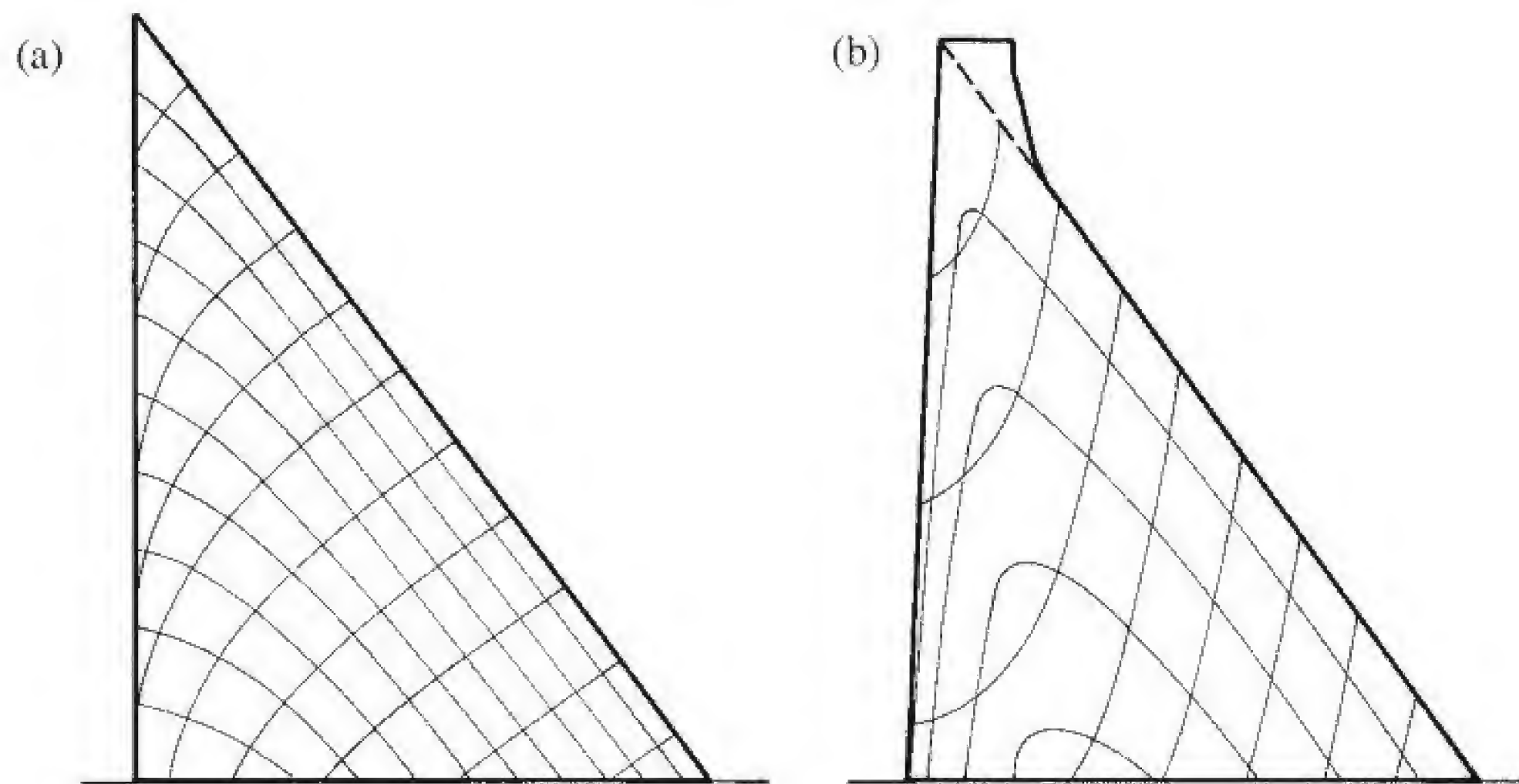


Fig. 13.19 Contraintes principales dans le corps d'un barrage-poids à lac plein : (a) profil triangulaire ; (b) ligne isostatiques (lignes d'égales compression maximales et minimales) dans un profil réel.

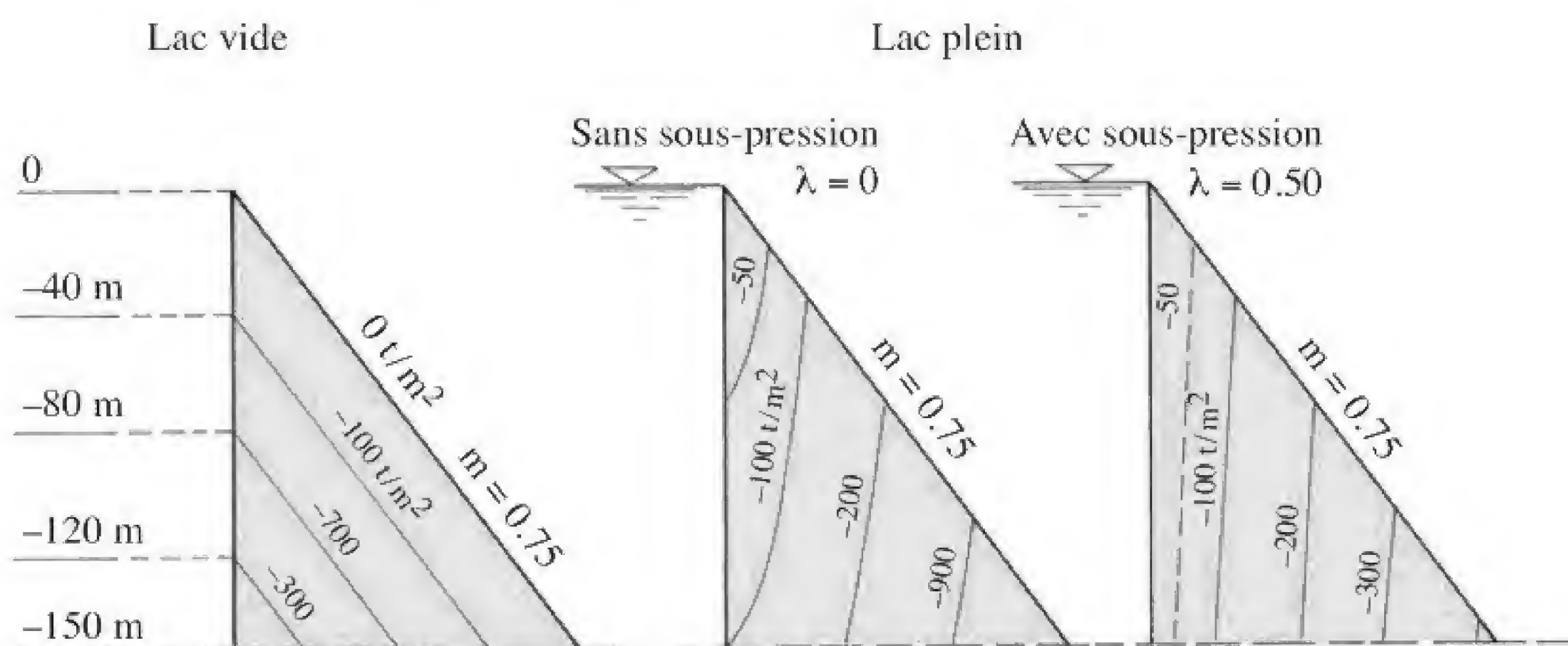


Fig. 13.20 Ligne d'égales contraintes de compression.

13.5.3 Capacité portante

La capacité portante admissible est définie comme la pression maximale qui peut être supportée par une fondation rocheuse en prenant en compte tous les facteurs pertinents de sécurité contre une rupture du massif rocheux ou un tassement d'une ampleur telle que l'exploitation et la sécurité de la structure en seraient menacées. En fait, il s'agit de s'assurer de la comptabilité des déplacements de la fondation avec les déformations de la structure et de la stabilité des différents éléments du massif de fondation (voir fig. 13.15). Les contraintes admissibles tiennent compte d'un facteur de sécurité.

13.6 Sollicitation en cas de séisme

13.6.1 Comportement réel d'un barrage en cas de séisme

Le comportement réel d'un barrage en cas de séisme est un des problèmes les plus complexes auxquels est confronté l'ingénieur, et ce pour différentes raisons :



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

déterminées par des essais statiques spécifiques au barrage étudié, complétées par les connaissances acquises sur des ouvrages similaires et d'exemples présentés dans la littérature.

- Pour les barrages de la classe I, les propriétés dynamiques ainsi que les sollicitations dynamiques doivent être évaluées à l'aide d'une modélisation détaillée du barrage et de ses fondations. Les valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux doivent être déterminées par des essais statiques spécifiques au barrage étudié, complétées par celles tirées de la littérature et obtenues sur des ouvrages similaires.

Les barrages-poids et les barrages à contreforts peuvent en général être modélisés en deux dimensions. La section transversale déterminante doit être définie et son choix justifié. Si les conditions géométriques et/ou constructives d'un barrage-poids ou d'un barrage à contreforts sont telles que son comportement lors d'un séisme est vraisemblablement tridimensionnel, le modèle correspondant doit être tridimensionnel. Les barrages-voûtes sont en règle générale calculés à l'aide d'un modèle tridimensionnel.

13.7.2 Déroulement de la vérification d'un ouvrage de la classe II

A titre d'exemple, ce chapitre décrit les différentes étapes de la vérification aux séismes des barrages en béton proposées par les directives et détaillées dans la documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes (OFEN (OFEG), 2003). Le schéma de vérification est présenté par la figure 13.28.

En ce qui concerne la figure 13.28, il faut rappeler que les éléments pour la détermination de la sollicitation sismique sont définis dans le paragraphe 11.5.2. Par ailleurs, si, lors du déroulement du processus, une vérification de la sécurité n'est pas satisfaite, des mesures s'avèrent nécessaires (par exemple calcul plus détaillé, mesures constructives, mesures d'exploitation). Sous «Autres vérifications», on entend les organes importants pour la sécurité, les rives et les fondations.

13.7.2.1 Détermination de la sollicitation sismique

Comme il l'a été mentionné sous 13.6.4, une analyse statistique permet de déterminer l'accélérogramme de dimensionnement. Pour les barrages suisses, on peut se baser sur des cartes isoséistes existantes établies pour différentes périodes de retour (Sägesser et Mayer-Rosa, 1978). L'intensité MSK déterminante connue est transformée en accélération horizontale de pointe (voir § 11.5.2).

13.7.2.2 Relevé de la géométrie et de l'état du barrage

Géométrie

La géométrie effective du barrage y compris le tracé exact de la zone de contact entre le barrage et les fondations sont à relever et à documenter de manière détaillée. En cas d'incertitudes concernant le tracé de la zone de contact, il faut procéder à des relevés in situ pour les éliminer.

Etat

Lors du relevé de l'état du barrage, les rapports de sécurité et annuels ainsi que les informations importantes du point de vue de la sécurité de l'aménagement doivent être évalués et d'éventuels points faibles concernant la vérification de la sécurité aux séismes doivent être considérés.

On doit tenir compte des événements extraordinaires survenus lors de la construction ainsi que d'autres aspects de la phase de construction essentiels pour la vérification de la sécurité aux séismes.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Index

Abrasion, 445

Accélération, [170](#), [208](#)

Accélération terrestre, [168](#)

Adjuvants, 406, 421, 434, 438, 585

Accélérateur de prise, 436

Dosage en adjuvant, 440

Entraîneur d'air, 436, 521

Plastifiant, 436, 521, 585

Retardateur (de prise), 422, 436

Affectations (voir Fonctions)

Affouillement, 92, [110](#), [180](#)

Aggrégats, [160](#), 190, 406, 423, 435, 437

Alcali-réaction, 422, 450

Alcali-aggrégats, [30](#), [38](#), [103](#), 472

Alluvions, [151](#), [154](#), 438, 537, 603, 673

Alluvionnement, 33, 86

Courant de turbidité, [34](#), 669, 670

Envasement, [24](#), [34](#), 285

Erosion des sols, 33, [150](#), 668

Matériaux en suspension, (33), 668

Matériaux charriés, 434

Opération de chasse, 86, 91, [150](#), 674

Transport des sédiments, [34](#), 65, 668

Analyses

Analyse de risques, [121](#), [123](#)

Analyse du risque, [127](#)

Analyse de stabilité, 545

Analyse dynamique, [175](#), 252, 254

Analyse des résultats de mesure, 609

Analyse de risque(s)

Analyse des conséquences, [132](#)

Arbre

– *de défaillances*, 124, [128](#), [129](#)

– *d'événements*, 124, [128](#), [129](#)

Calcul du risque, [133](#)

Contrôle du risque, [126](#), [137](#)

Définition du risque, [122](#)

Estimation du risque, [132](#)

Evaluation

– *des probabilités*, [132](#)

– *des risques*, [126](#), [133](#)

Gestion des risques, 124

Probabilité d'occurrence, 124, [133](#)

Analyses numériques

Analyse 2D, 253, 277

Analyse 3D, 277

Analyse coûts-bénéfices, [133](#), [137](#)

Analyse pseudo-statique, [206](#), 249, 265, 313, 400, 550

Calcul d'ajustement central, 358

Calculs par ordinateur, 268

Coefficient de sécurité, 239, 277, 452, 549

Exemple de calcul d'un barrage-voûte (ajustement central), 358-366

Formule du tube, [21](#), 339, 354

Formules empiriques (crue), [181](#)

Méthodes

– *de calculs*, 339

– *des ajustements*, [21](#), 340

– *des éléments finis*, [22](#), 254, 308, 314, 339, 366, 374, 400, 407, 419

– *du spectre de réponse*, 254, 260, 551

Sécurité

– *à la rupture*, 229, 243

– *au glissement*, 229, 235, 239, 267, 290, 292, 312, 419

– *au renversement*, 229, 232, 292, 312

– *au soulèvement*, 243

– *en cas de séisme*, 251

Modèle

– *déterministe (comportement)*, 650

– *statistique (comportement)*, 651

Traitement des résultats de mesures, 649

Trial Load Method, 340

Vérification aux séismes (selon les directives suisses), 256, 550

Ancrages, [29](#), [30](#), [103](#), [192](#), 288, 295, 606

Appuis

Consolidation des appuis, [103](#), 606

Erosion des appuis, 92, [180](#)

Stabilité des appuis, [117](#), [152](#), 315

Stabilité des massifs d'appuis, 338

Assujettissement, [36](#)

Auscultation (voir Dispositif d'auscultation)

Avalanche, 91, 190, [213](#), 229, 660

Barrages (types de barrages)

Avantages et particularités des différents types de barrages, 59-62

Barrage, [1](#)

Barrages compactés au rouleau (BCR / RCC), [55](#)

Barrages en béton, [21](#), [46](#)

– *Barrages à contreforts*, [46](#), [49](#), [60](#)

– *Barrages-poids*, [48](#), 59

– *Barrages-poids évidés*, [49](#), [60](#)

– *Barrages-voûtes*, [52-55](#), 61

- Barrages à voûtes multiples (à dômes multiples), [50](#), [60](#)

Barrages en remblai, [20](#), [57](#)

- à masque amont, [61](#), [518](#)
- à noyau, [61](#), [503](#)
- homogènes, [58](#), [497](#)
- zonés, [58](#)

Barrages à contreforts, [301](#)

Barrages évidés, [303](#)

Barrages à joints évidés

Ame, [50](#), [175](#), [303](#), [316](#), [475](#)

Buton, [315](#)

Contrefort, [301](#), [302](#), [305](#), [307](#), [308](#), [317](#)

Dalle plane, [306](#)

Dispositif d'étanchéité, [318](#)

Etapes de construction, [317](#)

Etrésillon, [315](#)

Evidement, [301](#)

Joint évidé, [299](#), [301](#)

Masque, [303](#), [315](#)

Sollicitation

- longitudinale, [315](#)
- transversale, [314](#)

Tête, [49](#), [316](#), [475](#)

- amont, [309](#)
- arrondie, [310](#)
- aval, [308](#)
- de forme rectangulaire, [309](#)
- en forme de diamant, [310](#)

Arcs (voir Barrages-voûtes)

Barrages à voûtes multiples, [393](#)

Angle au centre, [395](#)

Contrefort, [393](#), [395](#), [396](#)

Contreventement, [396](#)

Epaisseur des voûtes, [395](#)

Voûte, [394](#)

Barrages compactés au rouleau (BCR/RCC), [55](#)

(voir aussi Béton compacté au rouleau)

Construction, [405](#)

Contrôle des percolations, [418](#)

Cure de la surface, [429](#)

Etanchéité amont, [409](#)

Effet de la température, [420](#)

Fissuration, [419](#)

Joints

- horizontaux, [418](#), [428](#)
- transversaux, [415](#)

Mise en place du BCR, [405](#), [406](#), [427](#)

Revêtement du

- parement amont, [409](#)
- parement aval, [413](#)

Séquences de construction, [429](#)

Traitement de surface horizontales, [414](#)

Barrages en remblai

Analyse de stabilité, [545](#)

Angle de frottement, [506](#)

Angle de frottement effectif, [551](#)

Angle de frottement résiduel, [563](#)

Béton bitumineux, [513](#), [526](#)

Coefficient d'uniformité, [506](#)

Cohésion, [20](#)

Compactage, [489](#), [497](#), [504](#), [518](#), [535](#)

Consolidation, [504](#), [539](#), [542](#), [570](#)

Contrôle, [538](#)

Corps d'appui, [163](#), [503](#), [505](#), [518](#), [537](#), [573](#)

Couche, [535](#)

Couche drainante, [487](#), [527](#)

Courbe granulométrique, [554](#)

Couronnement, [524](#), [570](#)

Déformation

- horizontale, [543](#)
- verticale, [538](#)

Densité, [498](#), [513](#), [536](#), [537](#)

Drain, [499](#), [503](#)

Drainage, [487](#), [498](#), [499](#), [518](#), [572](#)

Enrochement, [485](#), [503](#), [505](#), [518](#), [528](#), [537](#), [542](#), [573](#),

Epaisseur des couches, [498](#), [505](#), [537](#), [572](#)

Erosion interne, [103](#), [109](#)

Essais, [513](#)

Essais de compactage, [498](#), [533](#), [538](#)

Filtres, [503](#), [504](#), [507](#)

Fissures, [512](#), [522](#)

Fuite, [518](#), [519](#)

Galerie

- de contrôle et d'injection, [571](#)
- de drainage, [487](#)
- transversale, [491](#)

Géomembrane, [59](#), [485](#), [511](#), [528](#)

Granulométrie, [506](#), [507](#), [513](#)

Graviers, [505](#), [520](#)

Indice de plasticité, [507](#)

Infiltrations, [512](#), [519](#)

Types d'instruments d'auscultation, [622](#)

Joint périphérique, [523](#)

Joints vertical et horizontal, [523](#)

Ligne de saturation, [499](#)

Limite de

- liquidité, [507](#)
- plasticité, [507](#)

Limons argileux, [163](#), [503](#), [507](#)

Masque amont, [517](#), [529](#)

Masque amont en béton, [519](#)

Masque amont en béton bitumineux, [526](#)

Massif, [547](#)

Membrane, [485](#), [511](#)

Mise en place, [513](#), [535](#)

Moraines, 438, 505

Noyau

- argileux, 506
- bitumineux, 511, 512
- central, 503, 529
- incliné, 505

Parafouille, 498

Paroi, 526

Paroi moulée, 511

Pente (parement, amont, aval), 503, 518, 520, 529

Percolation, 543

Perméabilité, 498, 535, 536

Planche d'essai, 538

Plinthe, 522

Pressions interstitielles, 499, 504, 535, 536, 544

Protection de

- parement, 503
- surface, 568
- talus, 503, 573

Recharge, 511, 526

Recharge amont et aval, 503

Renard (Piping), 498

Remblai homogène, 569

Remblai zoné, 503

Résistance au cisaillement, [20](#), [103](#)

Revanche, 528, 569

Revêtement, 526

Revêtement amont en béton, 519

Rip rap, 573

Ségrégation, 513

Surface de glissement, 547, 652

Système de drainage, 486, 499

Tapis drainant, 499

Tassement, 489, 490, 491, 504, 511, 519, 531, 539, 542

Teneur en eau, 498, 533, 535

Traitement des fondations, 579

Zone de transition, 507, 512, 519

Barrages-poids

Angle de frottement, 236, 237, 241, 242

Bloc, [47](#)

Butée, [238](#), 239, 241

Coefficient de sécurité au glissement, 239

Coefficient de rugosité géométrique (Joint roughness coefficient JRC), [238](#)

Forces principales en jeu, 228

Joint entre les plots, 280

Mode de surélévation, 284

Plan de glissement, 242

Plot, [46](#), [47](#), [109](#), 279

Refroidissement

- artificiel, 275
- du béton, 274

– initial du béton, 276

– naturel, 275, 279

Sécurité

- à la rupture, 243
- au glissement, 235, 236, 239
- au renversement, 229, 232
- en cas de séisme, 251

Stabilité au soulèvement, 243

Surélévation, 284

Surface de glissement, 236

Utilisation de la post-contrainte, 288

Barrages-voûtes

Ajustement (arc-mur), [21](#), 340, 341

Appui, 338

Arc, [52](#), 333, 339, 341

– de spirale logarithmique, [52](#), 330

– circulaire, [52](#), 327, 342

– d'ellipse, [52](#), 329

– parabolique, [52](#), 328

– de rive, 328

Barrage-voûte

– à double courbure, 324, 327

– à simple courbure, 323

– à voûte cylindrique, [52](#), [145](#), 381

Bloc, 333, 334

Clavage des joints, 371, 387

Clé, 333, 337

Coefficient d'élancement, [55](#)

Coefficient d'hardiesse, 337

Console, [52](#), 331, 333, 334, 341, 342

Effet des efforts tranchants, 379

Epaisseur(s), 323, 324, 328, 334, 342,

Formule du tube, [21](#), 339, 364

Injection des joints, 367, 387, 388

Joint, [53](#), 333, 353

– amont, 382, 384

– de base, 384

– périmétral, 382

– vertical / verticaux, 368

Massif d'appui, 338

Méthode des ajustements, [21](#), 340, 341

Mode de charge de la température, 372

Mur, 331

Plot, [53](#), 333, 387

Pulvino, 382

Réfrigération artificielle du béton durci, 387

Répartition de la poussée de l'eau, 341, 342

Répartition interne de la température

Résistance au cisaillement des joints, 368

Sellette, 333, 383

Trial Load Method, 340, 341

Vallée

- étroite, [144](#)
- large, [147](#)

Voûte

- active, 377
- cylindrique, [52](#), [145](#), 381
- épaisse, 343
- mince, [50](#), [52](#), 343

Zones comprimées (de compression), 376, 377

Zones tendues (de traction), 376, 377

Bases légales, [36](#), 71, 219

Bassin d'accumulation, [5](#), [33](#), [143](#), [150](#)

Batardeau, 84, 405, 408

BCR (voir Barrage compacté au rouleau et Béton compacté au rouleau)

Béton**Adjuvant**

- accélérateur de prise, 436
- entraîneur d'air, 436, 521
- plastifiant, 436, 521
- retardateur de prise, 436

Aggrégats, [160](#), 190, 435, 437

Aggrégats roulés, 437

Agression chimique, 445

Air occlus, 436, 440

Analyse pétrographique, [161](#)

Béton projeté, [30](#), [158](#), 551

Cisaillement, 469

Coefficient de

- dilatation thermique, 372, 444
- Poisson, 444
- sécurité, 452, 454

Cohésion, 441

Consistance, 440

Courbe granulométrique, 437

Cure du béton, 447, 522

Développement

- de la fissuration, 462
- des fissures, 468

Dispersion, 429

Dosage en

- adjuvant, 440
- ciment, 281, 404, 420, 422, 439
- eau, 421, 439

Erosion par abrasion et cavitation, 445

Essais

- de contrôle, 449
- de convenance, 448
- préliminaires, 448

Eau de gâchage, 435

Étanchéité, 444

Examen pétrographique, 435

Fabrication et mise en place, 446

Fissuration du béton, 467

Fluage, [38](#), [103](#), 470

Gélivité (effet de la), [161](#), 459, 476

Gonflement, [103](#), 472

– hydrique, 472

– thermique, 472

Granulats, 445

Granulométrie, 437

Liants, 435

Maniabilité, 440

Mise en place, 279, 281, 393

Module d'élasticité, 443

Perméabilité, 441, 535

Pervibrateur, [34](#)

Portance, 441

Rapport E/C, 440

Réaction alcali-aggrégat, [30](#), [38](#), [103](#), 473

Réfrigération, 275, 301, 387, 436

Refroidissement

- artificiel, 275
- du béton, 274
- initial du béton, 276
- naturel, [202](#), 275, 279, 370

Résistance

- à la compression, 441, 442
- à la traction, 442, 445, 452
- au cisaillement, [152](#)
- au gel, 444
- caractéristique, 453
- exigée, 439, 452, 454
- moyenne, 452, 453

Ressuée, 441

Retrait, [103](#), 441, 470

Sollicitation biaxiale, 455

Vibrateur, [34](#), 447

Béton compacté au rouleau (BCR)

Adjuvant, 422

Adjuvants minéraux, 406

Aggrégats, 406, 423

BCR enrichi, 424

Cendres volantes, 406

Coefficient de

- perméabilité, 426
- Poisson, 425

Composition du BCR, 423

Dosage en eau, 422

Fluage, [38](#), [103](#), 426

Granulats, 421

Indice VeBe, 423

Liant, [412](#)

Mélange

- sec et maigre, 421
- à haute teneur en pâte, 421
- à teneur moyenne, 421

Mise en place du BCR, 427

Module d'élasticité, 425

Poids spécifique, 424

Pouzzolane, 406, 423

Propriétés, 424

Résistance

- à la compression, 424
- à la traction, 425
- au cisaillement, 425

Bitume, 485, 513, 527

Butée, [238](#), 239, 241

Calculs (voir Analyses numériques)

Carrière, [20](#), [57](#), [160](#), 422, 435, 446

Cendres volantes, 406

Cas d'urgence 661

(**Plan en cas d'urgence**, [36](#), 81, 89),

Abaissement (du plan d'eau), 662

Menaces, [97](#)

Moyens d'alarme, [99](#), 663

Niveau de danger, [97](#), 662

Onde de submersion, 98

Plan d'évacuation, [100](#), 662

Sabotage, 94, 662

Sirènes, [99](#), 664

Système alarme eau, 664

Cavitation, 445

Charges

Actions

- accidentelles, 81
- permanentes, 81
- variables, 81

Avalanche, [213](#)

Cas

- normal, 190
- exceptionnel, 190
- extrême, 190

Charge

- *exceptionnelle*, [189](#)
- *permanente*, [189](#)
- *roulante*, [206](#)
- *thermique*, 190
- *variable*, [189](#)

Coefficient de sous-pression, [195](#), 230

Combinaison des charges, 190

Crue, [206](#)

Force d'ancrage, [192](#)

Force d'inertie, [175](#), [206](#)

Lac

- plein, 190, 203
- vide, 190, [203](#)

Lave torrentielle, [40](#), 214

Neige, [205](#)

Poids propre, [152](#), 190

Poussée

- de l'eau, [192](#)

- des glaces, [207](#)

- des terres, [191](#)

- des sédiments, [193](#)

Poussée hydraulique, [152](#)

Pression hydrodynamique, [175](#), [206](#)

Pressions interstitielles, [204](#)

Répartition des sous-pressions, 197

Sous-pression, [194](#), 197

Séisme, [206](#)

Suppression hydrosismique, [206](#)

Température du béton, [202](#)

Ciment

Plastifiant, 436, 521

Pouzzolane, 406, 423

Compactage, 489, 497, 504, 518, 535

Conditions au site

Altération superficielle, [149](#)

Étanchéité, [152](#), [157](#)

Stabilité des appuis, [149](#), [152](#)

Terrains karstiques, [149](#)

Vallée étroite, [144](#)

Vallée large, [147](#)

Zone karstique, [149](#)

Concept de sécurité

Assujetissement, [36](#)

Entretien, [36](#), 81, 86

Hauteur de retenue, [36](#)

Plan en cas d'urgence, [36](#), 81, 89

Sécurité structurale, 81

Surveillance, [36](#), 81, 86

Confortement et réhabilitation

Ancrages, [29](#), [30](#), [103](#), [192](#), 288, 295, 606

Assainissement, [29](#)

Confortement, [29](#), [36](#), [85](#), [150](#), 295, 405

Modernisation, [38](#)

Réhabilitation, [29](#), [36](#), [85](#)

Tirants d'ancrage, 293

Transformation, [38](#)

Consolidation (barrage en remblai), 504, 539, 542, 570

Consolidation (injection de), [157](#), 583

Consolidation des appuis, [103](#), 606

Construction

Conditions climatiques

Compactage, 489, 497, 504, 518, 535

Étapes de

- *bétonnage*, [47](#), 279

- *construction*, 317

Excavation, [149](#), [157](#), 497, 579

Mise en place, 279, 281, 393, 405, 406, 410, 427, 430, 513, 535

Phases de construction, [39](#), 190, [257](#), 370, 383, 489
Plot, 33, [46](#), [47](#), [109](#), 279, 333, 387
Programme des travaux, [149](#), 280, 387, 420
Réhabilitation, [29](#), [36](#), [85](#)
Renforcement, [30](#), [117](#), [118](#), 285, 286, 287
Séquences de construction, 429

Contraintes, 229, 266, 353

- *de cisaillement*, 402
- *de compression*, 229, [24](#), 243
- *de traction*, [47](#), [50](#), [103](#), 229, 250, 402
- *principales*, 243, 246, 307, 308
- *sur les parements*, 307
- *thermiques*, 421
- *verticales*, 288, 308

Contrefort, 301, 302, 305, 307, 308, 317, 393, 395, 396

Contrôles

Contrôles visuel, 87, 427, 618
Essais de fonctionnement, 87, 613, 619
Mesures directes, 87

Couronnement, 524, 570

Crues

Cote de danger, [180](#)

Crue

- *décamillénale*, 283, 569
- *de dimensionnement*, [176](#)
- *de projet*, [179](#), 283, 569
- *de sécurité*, [180](#),
- *millénale*, [179](#)

Formules empiriques, [181](#)

Maîtrise des crues, [22](#), [176](#)

Méthodes

- *déterministes*, [184](#)
- *probabilistes*, [182](#)

PMF, Probable Maximum Flood, [179](#)

Dangers

Comportement anormal, 90

Conflit armé, 95, 96

Cote de danger, [180](#)

Dangers naturels

- *Avalanche*, 91, 190, [213](#), 229, 662
- *Crue*, 92
- *Lave torrentielle*, [40](#), 214
- *Séisme*, [93](#), [247](#), 251

Danger particulier, [36](#)

Eboulement, 91

Événement extraordinaire, [121](#), [257](#), 618

Événements naturels, [28](#), [117](#), [189](#)

Faits de guerre, 95

Gestion des dangers, [97](#)

Glissement de terrain, 91

Niveau de danger, [97](#), 662

Sabotage, 94, 662

Tremblement de terre, 94

Débits résiduels, 69, 221

Déformation (mesures de), 538, 543, 627

Dégâts, 84, 92, 94, 190, 529

Déplacements, 621, 627, 634, 654

Détails constructifs

Boîte de cisaillement (shear-keys), 280

Coffrage BCR, 406, 409, 411

Couronnement, 524, 570

Étanchéité (dispositif et système), [117](#), 281, 282, 309, 318, 383, 411, 485, 523, 569

Galerie et puits, 384, 416

Galerie transversale, 491

Joint

- *de construction*, 281
- *périphérique*, 523

Plinthe, 522

Protection des talus, 503, 573

Redan, 243, 277

Revanche, [177](#), 283

Revêtement bitumineux, 13, 59, [103](#), 527

Système de drainage, [117](#)

Water stop, 307, 318

Déversement, 84, [176](#), 318

Diaphragme, 59, 602

Dilatation thermique, 269

Dispositif d'auscultation (Auscultation)

Accélérographe, [168](#), 627

Automatisation, 602

Cellule de pression, 640

Comportement des fondations, 641

Critères de choix des appareils, 622

Débits de percolation, 625

Déplacements, 621, 627, 634, 654

- *compensés*, 654

- *horizontaux*, 631

- *verticaux*, 631

Extensomètre, 642

Inclinomètre, 642

Manomètre, 639

Mesures

- *des charges et des conditions extérieurs*, 625
- *de déformations*, 538, 543, 627
- *de fissures et de joints*, 631
- *des inclinaisons locales*, 631
- *des infiltrations*, 622
- *des pressions*, 638

Mesures directes, 87

Micromètre de forage, 642

Niveau

- d'eau, 625
- des sédiments, 626

Paramètres (de mesure), 620, 621

Pendule direct, 628

Pendule inverse, 628

Piézomètre, 641

Pluviométrie, 627

Principes de base, 621

Prise de pression, 639

Repère de tassement, 631

Réseau géodésique, 633

Rocmètre, 642

Sismographe, [168](#)

Température, 626, 621

Transmission des mesures, 624

Types d'instruments, 622

Documentation

Dossier des consignes de surveillance, 613

Dossier du barrage, 613

Journal du barrage, 613

Monographie, 602

Durée d'utilisation, 33, 85

Drainage (dispositif et système de), [152](#), [157](#), 338, 418, 486, 498, 499,

Drainage, [117](#), 301, 518, 572, 583

Drains, 499, 503

Eboulement, [70](#), 86, [150](#), 662

Ecoulement

Barrière à l'écoulement, 65, 67

Débit résiduel, 69, 221

Régime d'écoulement, 69

Ecran d'injection, 105

Effet de serre, 67

Efforts et contraintes

Barrages à contreforts, 307, 308

Barrages à voûtes multiples (à dômes multiples), 399

Barrages compactés au rouleau (BCR / RCC), 419

Barrages-poids, 244

Barrages-voûtes, 374

Elancement, [55](#)

Endommagement, 254, 461, 518, 529

Enrochements, 485, 503, 505, 518, 528, 537, 542, 573,

Entretien, [36](#), 81, 86

Environnement

Barrière à l'écoulement, 65, 67

Débit résiduel, 69, 221

Effet de serre, 67

Effet sur les poissons, 68

Faune et flore, 68

Impacts, 65-71

Incidence sur le climat, 66

Mesure

- de compensation, 72

- de minimisation, 72

- de sauvergarde, [75](#)

Qualité de l'eau, 69

Erosion, 13, 33, 84, 92

Erosion par abrasion et cavitation, 445

Essais

- de convenance, 448

- des bétons, [161](#), 442

- de fonctionnement, 87, 613, 619

- des organes mobiles, 619

- géomécaniques, [153](#)

- géotechniques, [8](#), [153](#), [163](#)

- Lefranc, [156](#)

- Lugeon, [156](#), 584

- Proctor, [163](#), 533

- VeBe (VEBE), 423, 440

Étanchéité (écran, dispositif, voile d'étanchéité)

Événements naturels, [28](#), [117](#), [189](#)

Exploitation

Abaissement (du plan d'eau, de la retenue), [30](#), [208](#), 662

Aménagement hydroélectrique, [22](#), [32](#), [217](#)

Cote de danger, [180](#)

Débit résiduel, 69, 221

Énergie hydroélectrique, 13, [32](#), [39](#)

Mise

- en eau, 85

- en service, 85

Mise hors service, 86

Opération de chasse, [97](#)

Pompage-turbinage, [39](#), [40](#)

Production

- hydroélectrique, [6](#), 23, 85

- de neige artificielle, [39](#), 85

Extensomètre, 642

Faune et flore, 68

Filtre, [163](#), 487, 503, 504, 507

Critères de filtre, 508

Granulométrie, 507

Zone de transition, 507

Fissuration, 87, 269, 273, 318, 338, 400, 415, 419, 467, 512

Fissure, 229, 248, 251, 308, 377, 380, 419, 512, 522

Fluage, [38](#), [103](#), 426, 470

Fonctions, 6*Affectation, 7**Maîtrise des crues, 22, 176**Ouvrage de protection, 18, 22**Rétention des sédiments, 22**Stockage (d'eau, des apports), 22, 28, 40***Fondation***(voir aussi Traitement des fondations)**Coefficient de rugosité géométrique (JRC, joint roughness coefficient), 238**Déformation (mesures de), 627**Déplacement, 621, 642**Drainage, 583**Erosion interne, 103, 109**Essai Lefranc, 156**Essai Lugeon, 156**Excavation, 149, 157, 497, 579**Forage drainant, 198, 250, 594, 601, 636**Fissuration, 152, 161, 159, 583, 586**Fissure, 152, 583, 584, 585, 588**Fondation**– sur terrain meuble, 157**– en rocher, 157**Fouille, 159, 579**Fracturation, 149, 154, 159, 584, 606**Galerie de drainage, 487, 491, 601**Injection (voir Injections en rocher, en terrain meuble)**Perméabilité, 149, 152, 583, 595**Traitement (voir Traitement des fondations)**Surface de fondation, 579**Types d'instruments, 622**Forages, 585, 586**Forces en jeu (voir Charges)**Fuites (aussi, débit de), 105, 152, 469, 471, 518, 519, 621, 643***Galeries et puits, 384, 416***Galerie, 149, 154, 493**– de contrôle, 405, 511, 571**– de dérivation, 34, 150**– de drainage, 487, 491, 601**– de pied, 198, 383, 386, 593**– de reconnaissance, 8, 152, 158**– d'injection, 152, 511, 571**– horizontale, 276, 386, 387**– transversale, 32, 491**Puits, 405**– du pendule, 389***Géodésie, 634***Alignement, 631**– optique, 628**– par fil, 628, 629**GPS (Global Positioning System), 634**Nivellement, 474, 631, 645**Polygonale, 628, 631, 645**Mesures**– d'angle, 628**– de distance, 628**– de vecteur, 628**Pilier (de mesure), 635**Réseau de triangulation, 634**Réseau géodésique, 633, 634**Résultats des mesures géodésiques, 654***Géologie***Accident géologique, 152, 157**Angle de frottement 236**– effectif, 551**– résiduel, 551**Coefficient RQD (Rock Quality Designation), 154**Diaclase, 103, 152, 236, 408, 584**Discontinuité, 117, 152, 236, 417, 577, 584, 594**Essais**– de résistance, 156**– en laboratoire, 152**– in situ, 154**Étanchéité de la cuvette, 157**Étude**– du réservoir, 149**– du site, 151**Faillle, 103, 111, 113, 149, 152, 157, 170, 408, 579, 584**Fissure, 152, 408, 584**Fondation**– en rocher, 157**– sur terrain meuble, 157**Fracture, 154**Géologie régionale, 149**Inventaire des matériaux, 149**Mesure de déformabilité, 155**Permafrost, 150**Perméabilité, 154, 156, 157, 163**Prospection par**– forages, 154**– méthode géophysique, 153**– tranchées et galeries, 154**Relevé géologique, 579**Stabilité**– des appuis, 149, 152**– des versants, 149**Terrain karstique, 149**Zone karstique, 149**Glacier, 33, 92**Glissement de terrain, 91, 93, 109**Gonflement, 103, 472**Gunite, 394**Hydrodémolition, 30*

Hydrologie*Pointe (débit de)*, [176](#), [186](#)*Hydrogramme*, [176](#), [186](#)*Volume*, [176](#), [186](#)

Incidence sur le climat, 66

Injections en rocher, en terrain meuble*Adjuvants*, 587*Contrôle*, 583, 589, 590, 598*Coulis*, 583– *stable*, 587– *instable*, 587*Direction des forages*, 596*Ecran d'injection*, 105*Forage*, 586*Espacement des forages*, 595*Injections*– *des alluvions*, 603– *de consolidation*, 594*Ligne d'injection*, 594*Lugeon*, 584*Méthode de forage*, 585*Mode d'injection*, 585*Méthode GIN*, 588*Passes*– *descendantes*, 586– *remontantes*, 586*Position du voile d'étanchéité*, 594*Plots d'essais*, 597*Pression d'injection*, 588*Profondeur du voile (écran)*, 596*Rapport E/C*, 587*Résultats*, 598*Voile d'étanchéité*, 583, 593*Voile d'injection*, 583, 593

Instruments de mesures

(voir Dispositif d'auscultation)

Intervenants*Expert*, 89, 618*Exploitant*, 87, 617*Géologue*, 89, [149](#), [152](#), [159](#), 485, 618*Géomètre*, [97](#), [143](#), [159](#)*Gaciologue*, [97](#)*Ingénieur*– *civil*, [41](#), 89, 618, 654– *en géomatique* 618, 635, 654– *géologue*, 89, 618– *hydrologue*, [176](#), [181](#)– *spécialisé*, 89*Professionnel expérimenté*, 89, 618, 657*Propriétaire*, 617JCS (résistance à la compression simple), [238](#)

Jet grouting, 602

Joints*Boîte de cisaillement*, 280*Clavage des joints*, 371, 387*Dispositif d'étanchéité*, 281, 282, 309, 383*Joint*, [53](#), 333, 353, 518, 523– *amont*, 384– *de construction*, 281, 377– *de contraction*, [47](#), 415, 420– *de dilatation*, [48](#), 411, 429– *évidé*, 299– *frais*, 428– *périmétral*, 382, 523– *périphérique*, 523– *sec*, 428*Redan*, 243, 277*Water stop*, 307, 318JRC (coefficient de rugosité géométrique), [238](#)**Matériaux***Matériaux charriés*, [6](#), 444*Zones d'emprunts*, 58, [160](#), 408, 497

Masque amont (voir Revêtement)

Membrane (voir Barrage en remblai et Revêtement)

Mesures (diverses d'auscultation), 87, 538, 543, 624, 625, 627, 628, 631, 636, 638, 649, 654

Mise en service, [85](#)**Module***Module de déformation*, [155](#), [158](#), 228, 526*Module d'élasticité*, [145](#), 259, 425, 443*Module d'élasticité dynamique*, 259*Module d'élasticité statique*, 259Neige, [205](#)Niveau de danger, [97](#), 662**Organes de décharge, 68***Evacuateur de crue*, 84*Prise d'eau*, [85](#)*Turbine*, 68, 677, 681*Vanne*, 84*Vidange de fond*, [32](#), 83

Overtopping (voir Submersion)

Paramètres de mesures*Charges extérieures*, 625*Déformations (mesures de)*, 538, 543, 627*Effets sur la structure**Infiltrations*, 512, 519, 636*Pressions interstitielles*, [204](#), 499, 504, 535, 621*Sollicitations extérieures*, 621*Sous-pressions*, 197, 621, 638*Températures*, 269, 270, 316, 621, 636

Paroi moulée, 485, 511, 604

Perméabilité, [149](#), [152](#), [154](#), [156](#), [157](#), [163](#), 441, 498, 535, 536, 583, 589

Plots de bétonnage, [47](#)

Largeur, [47](#)

Levées (hauteur), [47](#)

Piézomètre, 641

Piping (Renard), 498

Poissons

Echelle à poissons, 68

Effets sur les poissons, 68

Migrations des poissons, 68

Postcontrainte (Précontrainte), 288

Ancrages, [192](#), 288, 295

Cône d'influence, 292

Corrosion, 294

Longueur du scellement, 292

Profondeur du scellement, 292

Tirant d'ancrage, 293

Tirant de contrôle, 295

Zone de scellement, 294

Pluviométrie, 627

Poussées des glaces, 207

Prise d'eau, 85

Pressions interstitielles, [204](#), 499, 504, 535

Précontrainte (voir Postcontrainte)

Propriétés physiques du béton et du BCR

Coefficient de dilatation thermique, 372, 444

Coefficient de Poisson, 259, 425

Module d'élasticité, [145](#), 259, 425, 443

Rapport E/C, 440, 587

Reconnaitances géologique et géotechnique

Accident géologique, [152](#), [157](#)

Analyse granulométrique, [160](#)

Carrière, [20](#), [57](#), [160](#), 422, 435, 446

Echantillon, [152](#), [153](#)

Essai

– *d'eau*, [156](#)

– *en laboratoire*, [152](#)

– *in situ*, [154](#)

– *Microbar*, [161](#)

– *pressiométrique*, [152](#)

– *triaxial*, [155](#)

Essais triaxiaux, [156](#)

Forage, [152](#), 585, 586

Galerie de reconnaissance, [8](#), [152](#), [158](#)

Investigations sur le terrain, [149](#)

Matériaux

– *cohésifs*, [160](#), [163](#), 507, 533

– *de filtre*, [164](#)

– *d'emprunts*, [163](#)

– *non cohésifs*, [163](#), 505, 507, 537

Mesure de déformabilité, [155](#)

Paramètres mécaniques, [152](#)

Pénétromètre, [154](#), [155](#)

Prospection par méthode géophysique, [152](#), [153](#)

Puits, [149](#), [152](#)

Rocher, [151](#), [152](#), [154](#)

Scissomètre, [154](#), [155](#)

Sondage, [153](#), [154](#)

Terrain meuble, [151](#), [152](#), [157](#)

Tranchées, [149](#), [152](#), 756

Réfrigération (voir Béton)

Réhabilitation, [29](#), [36](#), 85

Renard (Piping), 498

Renforcement, [30](#), [117](#), [118](#), 285, 286, 287

Réservoir (voir Retenue)

Retenue, [5](#)

Abaissement de la retenue, [30](#), 662

Alluvionnement, 33, 86

Apports, [5](#), [8](#), [19](#)

Apports de sédiments, [70](#)

Avalanche, 91, 190, [213](#), 229, 660

Bassin d'accumulation, [5](#), 33, [143](#), [150](#)

Cote de danger, [180](#)

Cuvette, [39](#), [149](#)

Dépôts (de matériaux), 33, 86, 91, 671

Ecrêtement, 284, 413

Etanchéité de la cuvette, [149](#)

Exploitation de la retenue, [5](#)

Glacier, 33, 92

Laminage (des crues), [176](#), [184](#)

Matériaux charriés, [6](#), 444

Mode d'exploitation, [6](#)

Niveau

– *du plan d'eau*, [5](#), 90

– *normal d'exploitation*, 92

– *normal de la retenue*, 91

Permafrost, [150](#)

Régulation, [6](#), [8](#)

Revanche, [177](#), 283

Stabilité des versants, [149](#)

Stockage (des eaux), [22](#), [28](#), [40](#)

Terrains karstiques, [149](#)

Volume utile, [5](#)

Zone karstique, [149](#)

Revanche

Déferlement des vagues, 568

Définition, 567

Hauteur des vagues, 569

Revanche, [177](#), 283

– *de sécurité*, [177](#)

– *nécessaire*, 569

- totale, [177](#)

Revêtement (des talus amont et aval)

Dalle (en béton), 306

Épaisseur du masque, 520

Géomembrane, 59, 485, 511, 528

Masque

- en béton bitumineux, 526

- en béton (armé), 519

Membrane (membrane souple), 485, 511

Protection du talus, 503, 573

Revêtement bitumineux, 13, 59, [103](#), 527

Rip rap, 573

Risque (voir Analyse de risque)

Rocher

Classification, [152](#), [154](#)

Coefficient de rugosité géométrique (Joint roughness coefficient – JRC), [238](#)

Coefficient RQD (Rock Quality Designation), [154](#)

Essai

- d'eau, [156](#)

- de résistance, [156](#)

- Lefranc, [156](#)

Lugeon, [156](#)

Mesure de déformabilité, [155](#)

Paramètres mécaniques, [152](#)

Résistance

- au cisaillement, [152](#), [156](#)

- à la compression, [152](#)

- au frottement, [165](#)

- à la pénétration, [155](#)

JCS (résistance à la compression simple), [238](#)

Rupture

Brèche, 98

Mode de rupture, 98, 127

- barrage en béton, [109](#)

- barrage en remblai, [112](#)

Onde de submersion, 98

Sabotage, 94, 664

Sécurité

Coefficient de sécurité, 239, 277, 452, 549

Examen périodique, [85](#)

Notions de sécurité, 77

Sécurité

- à la rupture, 229, 243

- au glissement, 229, [24](#), 239, 267, 290, 292, 312, 419

- au renversement, 229, 232, 292, 312

- structurale, [36](#), 81, [117](#), 476, 617

Sédiments

Transports des sédiments, [34](#), 65 68, [70](#), 671

Sismicité

Accélération

- de pointe au sol, [170](#), 208

- de pointe horizontal au sol, [210](#)

- de pointe verticale au sol, [211](#)

- sismique, [206](#)

- spectrale, 262

Accélérographe, [168](#)

Aléa sismique, [168](#), [173](#)

Magnitude, [165](#)

Intensité, [165](#)

Origine des séismes, [164](#)

Période fondamentale, 262, 559, 560

Risque sismique, [170](#)

Sismographe, [168](#)

Séisme, [247](#), 251, [93](#)

Séisme induit, 69, 175

Sollicitation

- dynamique, 256, 285, 529

- sismique, 267, 268, 560, 562

Tremblement de terre, 94, [174](#)

Sollicitations (voir Charges)

Sous-pression, [194](#), 197

Stabilité (voir aussi Analyses numériques)

Analyse de stabilité, [20](#)

- des barrages en BCR, 418

- des barrages en remblai, 545

Stabilité

- au glissement, [51](#), [238](#), 301, 312, 394, 397, 418

- au renversement, 268, 301, 312, 399

- au soulèvement, 244

- des appuis, [149](#), [152](#), 323, 338

- des fondations, 268

- des versants, [149](#)

- latérale, 303

- transversale, 302

Vérification de la stabilité, 267

Submersion (Overtopping), [15](#), [70](#), 92, [103](#), [112](#), 268

Surélévation (de barrage), 284

Surveillance, 86, 617

Consignes de service et de surveillance, 613

Contrôles visuels, 87, 613, 618

Dossier du barrage (anc. Journal du barrage), 613

Essais

- de fonctionnement, 613

- des organes mobiles, 619

Inspections visuelles, 617, 618

Mesures de paramètres, 617

Organisation de la surveillance, 613

Paramètres, 617

Température, 269, 270, 316, 621, 636

- Air, 269, 621, 625, 626

- *Eau*, 269, 621, 626
- *Béton*, 269, 273, 636, 644

Teneur en eau, 498, 533, 535

Topographie, [143](#)

Carte, [143](#)

Courbe de niveaux, [143](#)

Equidistance, [143](#)

Levé, [143](#), [159](#)

Photogrammétrie, [143](#)

Plan topographique, [143](#)

Relevé, [143](#)

Vallée étroite, [144](#)

Vallée large, [147](#)

Traitement des fondations

Discontinuité, [117](#), [152](#), 236, 417, 577, 584, 594

Ecran

– *d'étanchéité*, 522, 529

– *d'injection*, 105,

Faïlle, [103](#), [111](#), [113](#), [149](#), [152](#), [157](#), [170](#), [408](#), 579, 584

Forage drainant, [198](#), 250, 594, 601, 636

Galerie de drainage, 487, 491, 601

Injection

– *de consolidation*, [157](#), 583

– *de contact*, 583, 594

– *des alluvions*, 603

Jet grouting, 602

Diaphragme, 59, 602

Paroi moulée, 485, 511, 604

Relevé géologique, 579

Surplomb, [148](#), [157](#), 579

Voile d'étanchéité, 594, 595, 596

Transports des sédiments, [34](#), 65, 68, [70](#), 671

Tremblement de terre, 94, [174](#)

Turbidité, [198](#), 635

Types de barrages (voir sous Barrages)

Vague (voir Revanche)

Vannes, 84

Manœuvre des vannes, 87, 92

Vanne plane, 84

Vanne secteur, 84

Vidange de fond, [32](#), 83

Vieillessement, [38](#), 124, 467, 512, 527, 528

Voile

– *d'injection*, 583, 593

– *d'étanchéité*, 594, 595, 596

Water stop, 307, 318

Zones d'emprunts, 58, [160](#), 408, 497

Zone de transition, 507, 512, 519